

FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL

MARCO ANTONIO JUSSIANI PUHLE

MATRÍCULA: 2101612/8

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE
DRENOS PROFUNDOS E VIABILIDADE TÉCNICA-
ECONÔMICA COM ESTUDO DE CASO**

Brasília
2014

MARCO ANTONIO JUSSIANI PUHLE

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE DRENOS
PROFUNDOS E VIABILIDADE TÉCNICA-ECONÔMICA COM ESTUDO
DE CASO**

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a conclusão
do curso de Engenharia Civil do UniCEUB
- Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng.º Civil Jairo Furtado
Nogueira, M.Sc.

**Brasília
2014**

MARCO ANTONIO JUSSIANI PUHLE

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE DRENOS
PROFUNDOS E VIABILIDADE TÉCNICA-ECONÔMICA COM ESTUDO
DE CASO**

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a
conclusão do curso de Engenharia
Civil do UniCEUB - Centro
Universitário de Brasília

Orientador: Eng.^o Civil Jairo Furtado
Nogueira, M.Sc.

Brasília, 25 de Novembro de 2014.

Banca Examinadora

Eng.^o. Civil: Jairo Furtado Nogueira, M.Sc.
Orientador

Eng. Civil: Júlio César Sebastiani Kunzler, M.Sc.
Examinador Interno

Prof.(a): Rideci de Jesus da Costa Farias, D.Sc.
Examinador Externo, Reforsolo

Agradecimentos

A Deus em primeiro lugar;

Aos meus queridos pais Sergio e Célia, que sempre contribuíram para minha educação e crescimento pessoal e sempre me deram forças e carinho para continuar em frente;

À minha querida companheira Rayssa que sempre me fortaleceu com seus conselhos e carinho para continuar forte nos momentos mais difíceis;

Ao meu professor orientador Jairo Furtado pelos conhecimentos transmitidos, pela dedicação, paciência, tempo e amizade;

Aos companheiros e amigos da empresa HASAAN, em especial Eng.^o Vinícius Resende e Leonardo Neiva, pela presteza em colaborar e ceder material para a pesquisa;

Aos técnicos do laboratório de solos do Uniceub, Vanilson, Regis e Dida pelo auxílio prestado durante os ensaios realizados no presente trabalho de pesquisa, bem como pelos momentos de descontração nesse período;

À empresa VALEC, em especial Eng.^o Ramon Silva por auxiliar com material de pesquisa e contribuir para esse trabalho;

Aos companheiros de trabalho da empresa Geottec S/S. Eng.^a Sandra, Eng.^a Carol, Eng.^o Romulo e Henrique, por contribuírem com seus profundos conhecimentos, oportunas observações e valiosos auxílios prestados, bem como pela amizade e descontração ao longo desse período. À Eng.^a Paula e Eng.^o Eduardo Costa, por me concederem a oportunidade de atuação na área e contribuírem sempre para meu aprendizado;

Ao amigo Eng.^o Daniel Queiroz que, com seus conhecimentos e vasta experiência muito contribuiu para o presente trabalho;

Ao amigo e professor David que auxiliou com seus conhecimentos em hidráulica;

Aos meus colegas de curso que sempre estiveram juntos nessa batalha, enfrentando as dificuldades com união e parceria;

Aos meus familiares e amigos, pelo carinho, pela fidalguia e por estarem sempre presentes, me apoiando e incentivando durante os momentos mais difíceis nessa etapa da minha vida.

RESUMO

É notória a necessidade da durabilidade dos materiais e preservação da integridade física de qualquer obra na engenharia civil. Não é diferente nas obras de infraestruturas, tendo em vista o desgaste dos materiais constituintes como, por exemplo, obras de pavimentação e ferrovias. Levando-se em conta a proposta de aumentar a vida útil desse tipo de obra o presente trabalho apresenta algumas metodologias para dimensionamento de sistemas drenantes profundos, que tem por objetivo conduzir a água presente no solo, seja em lençol freático ou fruto de infiltração, através da utilização de drenos subterrâneos. Para otimização dos resultados, ao longo do estudo foram realizados ensaios geotécnicos que são apresentados no decorrer do trabalho. Para uma melhor visualização do leitor, um comparativo de métodos de dimensionamento foi realizado em conjunto com um estudo do reflexo financeiro com o intuito de avaliar a viabilidade técnico-econômica decorrente da implementação do serviço, tendo como base os métodos construtivos propostos pelos manuais e álbuns do DNIT. Após os estudos, os métodos apresentados apresentaram pouca variação, resultando em sua maioria no mesmo dispositivo, visando-se as técnicas de construção e reflexos de custos.

.

Palavras chaves: drenagem, drenagem profunda, geotêxtil

ABSTRACT

It is notorious the requirement of duration about material and the physical integrity preservation about any civil engineering building. It is not different in infrastructure building, owing to material wear, for example, pave works and railway. Thinking about to increase the lifespan about this kind of work, this research presents some methodology for deep drainage system sizing, which aims to drive the water present in the soil, may be in groundwater or originated by infiltration, using underground drains. To improve results, over the study was performed some geotechnical tests to present in the works. For a better reader view, a comparative sizing methods together financial reflection study in order to value the technical-economic feasibility service implementation, based on the construction methods proposed by albums and DNIT manuals. In the study ends, the methods presents few variations, arriving in the same devices, thinking construction techniques and reflection costs.

Key words: drainage, deep drainage, geotextile.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVO	3
2.1	Objetivo Geral	3
2.2	Objetivo Específico	3
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1	Solos	4
3.1.1	Classificação dos Solos	6
3.2	Caracterização dos solos.....	10
3.2.1	Granulometria dos Solos	10
3.2.2	Limites de Consistência dos Solos	12
3.2.3	Massa Específica dos grãos	15
3.3	Capilaridade dos solos.....	16
3.4	Permeabilidade dos solos	16
3.5	Ensaio de sondagem à trado	20
3.6	Sistema drenante.....	22
3.6.1	Geocomposto Drenante.....	22
3.6.2	Dimensionamento do sistema	24
4	METODOLOGIA E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	44
4.1	Ensaio laboratoriais.....	45
4.1.1	Limites de Plasticidade e Liquidez.....	46
4.1.2	Ensaio de Granulometria	50
4.1.3	Determinação da Massa específica e Densidade relativa	54
4.1.4	Ensaio de Cisalhamento Direto	55

4.1.5	Ensaio de Permeabilidade	58
4.2	Análise do subleito	60
4.3	Análise de jazidas	69
4.4	Dimensionamento do sistema	70
4.4.1	Distância entre drenos	72
4.4.2	Dimensionamento dos Drenos	74
4.4.3	Método de McClelland (1943)	80
4.4.4	Viabilidade Técnico-Econômica do sistema	83
5	CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	94
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	100

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Processo de formação dos solos.	4
Figura 2 – Alteração das rochas por processos físico-químicos.	5
Figura 3 – Limite Granulométrica organização americanas.	7
Figura 4 – Distribuição granulométrica.....	11
Figura 5 – Graduação das partículas de solo.....	12
Figura 6 – Gráfico Tensão X Deformação.....	13
Figura 7 – Esquema do ensaio de permeabilidade.....	19
Figura 8 – Desemboque de geodreno em caixa de passagem.....	23
Figura 9 – Abertura de vala para instalação do geotextil.....	24
Figura 10 – Características do drenos com tubos.....	27
Figura 11 – Rebaixamento do lençol freático.....	28
Figura 12 – Comprimento crítico do sistema drenante.....	34
Figura 13 – Ábaco de McClelland (1943).....	37
Figura 14 – Seção tipo do sistema drenante.....	38
Figura 15 – Seção tipo do greide da ferrovia.....	44
Figura 16 – Preparação das amostras de solos para ensaios geotécnicos.....	45
Figura 17 – Realização do ensaio de Limite de Liquidez.....	47
Figura 18 - Resultado do ensaio de Limite de Liquidez (Solo Amarelo).....	48
Figura 19 - Resultado do ensaio de Limite de Liquidez (Solo Vermelho).....	49
Figura 20 – Curva granulométrica (Solo Amarelo).....	51
Figura 21 – Curva granulométrica (Solo Vermelho).....	53
Figura 22 – Picnômetros em repouso após banho Maria com água fervente.....	55
Figura 23 – Tensão x Deslocamento – Amostra Amarelada.....	56
Figura 24 – Curva de ruptura por Mohr Coulomb – Amostra Amarelada.....	56
Figura 25 – Tensão x Deslocamento – Amostra Amarelada.....	57
Figura 26 – Curva de ruptura por Mohr Coulomb – Amostra Avermelhado.....	57
Figura 27 – Desmolde da amostra amarelada após ensaio.....	59
Figura 28 – Curva granulométrica da Estaca 285+720.....	61
Figura 29 – Curva granulométrica da Estaca 290 + 600.....	62

Figura 30 – Curva granulométrica da Estaca 295 + 000	62
Figura 31 – Curva granulométrica da Estaca 300 + 100	63
Figura 32 – Curva granulométrica da Estaca 305 + 500	63
Figura 33 – Curva granulométrica da Estaca 310 + 650	64
Figura 34 – Curva granulométrica da Estaca 315 + 440	64
Figura 35 – Curva granulométrica da Estaca 320 + 000	65
Figura 36 – Curva granulométrica da Estaca 325 + 340	65
Figura 37 – Curva granulométrica da Estaca 330 + 600	66
Figura 38 – Curva granulométrica da Estaca 335 + 200	66
Figura 39 – Curva granulométrica da Estaca 340 + 720	67
Figura 40 – Curva granulométrica da Estaca 344 + 160	67
Figura 41 – Curva granulométrica da Saibreira localizada no km 335 + 800	69
Figura 42 – Curva granulométrica da Saibreira localizada no km 295 + 420	70
Figura 43 – Altimétrico de trecho em corte.....	71
Figura 44 – Geométrico de trecho da ferrovia	72
Figura 45 – Parâmetros do sistema drenante	73
Figura 46 – Dimensionamento pelo método de McClelland.	81
Figura 47 – Composição do serviço utilizando Jazida e Tubo Ø = 80 mm.....	86
Figura 48 – Composição do serviço utilizando Brita e Tubo Ø = 80 mm.....	87
Figura 49 – Composição do serviço utilizando Geotêxtil e Tubo Ø = 80 mm	88
Figura 50 – Composição de Serviços de escavação para tubo Ø=80mm.....	89
Figura 51 – Composição do serviço utilizando jazida e Tubo Ø = 110 mm.....	90
Figura 52 – Composição do serviço utilizando brita e Tubo Ø = 110 mm	91
Figura 53 – Composição do serviço utilizando geotêxtil e Tubo Ø = 110 mm.....	92
Figura 54 – Composição de Serviços de escavação para tubo Ø=110mm.....	93

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Equação 01 – Determinação do Índice de Plasticidade	14
Equação 02 – Velocidade de percolação.....	17
Equação 03 – Condição de Permeabilidade dos drenos.....	26
Equação 04 – Condição de não entupimento do material filtrante em relação a granulometria do material a drenar em 85% passante	26
Equação 05 – Condição de não entupimento do material filtrante em relação a granulometria do material a drenar em 15% passante	26
Equação 06 – Condição de não entupimento do material filtrante em relação a granulometria do material a drenar em 50% passante	26
Equação 07 – Condição de não entupimento do tubo.....	26
Equação 08 – Condição de uniformidade do material filtrante.....	27
Equação 09 – Manipulação da Equação de Darcy para determinação da área.....	28
Equação 10 – Manipulação da Equação de Darcy para determinação da vazão.....	29
Equação 11 – Determinação de coeficiente pela integração da vazão.....	29
Equação 12 – Considerações para determinação da vazão.....	29
Equação 13 – Descarga no meio poroso.....	29
Equação 14 – Determinação da velocidade de escoamento pelo método de Scoobey.....	30
Equação 15 – Determinação da vazão de escoamento pelo método de Scoobey.....	30
Equação 16 – Determinação da velocidade pelo método de Hazen-Willians.....	30
Equação 17 – Determinação da vazão de escoamento pelo método de Hazen-Willians.....	30
Equação 18 – Determinação da velocidade de escoamento pelo método de Manning.....	31
Equação 19 – Determinação da vazão de escoamento pelo método de Maning.....	31
Equação 20 – Comprimento crítico entre drenos profundos.....	33

Equação 21 – Área de infiltração.....	34
Equação 22 – Descarga Proveniente da infiltração.....	34
Equação 23 – Lei de Darcy.....	34
Equação 24 – Determinação do gradiente hidráulico.....	35
Equação 25 – Manipulação da Lei de Darcy.....	35
Equação 26 – Obtenção da vazão de contribuição.....	35
Equação 27 – Equação da vazão de contribuição.....	35
Equação 28 – Manipulação da vazão de contribuição.....	35
Equação 29 – Obtenção do comprimento crítico.....	35
Equação 30 – Manipulação do comprimento crítico.....	36
Equação 31 – Equação do Comprimento crítico.....	36
Equação 32 – Tensão atuante no sistema drenante.....	40
Equação 33 – Coeficiente de empuxo por Jacky (1944).....	41
Equação 34 – Coeficiente de empuxo por Massarsch (1979).....	41
Equação 35 – Vazão admissível devido a fatores redutivos de Koerner (1998).....	42
Equação 36 – Equação da ordenada do ábaco de McClelland.....	73

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação de organizações americanas.....	7
Tabela 2 – Limite Granulométrica adotada no Brasil.....	8
Tabela 3 – Classificação TBR	9
Tabela 4 – Valores de índice de plasticidade	15
Tabela 5 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade de solos saturados.....	18
Tabela 6– Intervalo de variação do Coeficiente de Permeabilidade.....	18
Tabela 7– Número de sondagens de acordo com a extensão do corte	20
Tabela 8 – Diâmetro do tubo em função da vazão de influxo	32
Tabela 9 – Coeficientes de permeabilidade por tipo de solo	39
Tabela 10 – Valores do coeficiente de empuxo.....	40
Tabela 11 – Valores do gradiente hidráulico a determinadas pressões	41
Tabela 12 – Resultados do ensaio de Limite de Liquidez (Solo Amarelo)	47
Tabela 13 – Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade (Solo Amarelo)	48
Tabela 14 – Resultados do ensaio de Limite de Liquidez (Solo Vermelho)	49
Tabela 15 – Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade (Solo Vermelho).....	49
Tabela 16 – Diâmetro dos grãos (Solo Amarelo)	50
Tabela 17 – Distribuição do tipo de solo – Com Defloculante (Solo Amarelo)	51
Tabela 18 – Distribuição do tipo de solo – Sem Defloculante (Solo Amarelo)	51
Tabela 19 – Diâmetro dos grãos (Solo Vermelho)	52
Tabela 20 – Distribuição do tipo de solo – Com Defloculante (Solo Vermelho)	53
Tabela 21 – Distribuição do tipo de solo – Sem Defloculante (Solo Vermelho)	53
Tabela 22 – Determinação da massa específica do solo (Solo Amarelo)	54
Tabela 23 – Determinação da massa específica do solo (Solo Vermelho)	54
Tabela 24 – Valores de coesão e ângulo de atrito em tensão de pico	57
Tabela 25 – Determinação do coeficiente de Permeabilidade (Solo Vermelho).....	58
Tabela 26 – Determinação do coeficiente de Permeabilidade (Solo Amarelo)	59
Tabela 27 – Diâmetro passante a cada porcentagem da peneira	68
Tabela 28 – Diâmetro passante a cada porcentagem da peneira	69
Tabela 29 – Dimensionamento pelo método de Manning	76

Tabela 30 – Dimensionamento pelo método de Hazen-Willians	77
Tabela 31 – Dimensionamento pelo método de Scoobey	78
Tabela 32 – Coeficiente de Manning para tubos corrugas	79
Tabela 33 – Gradiente hidráulico utilizado segundo fabricante	81
Tabela 34 – Diâmetro obtido pela vazão de influxo do sistema drenante.	82
Tabela 35 – Reflexo financeiro com método de Hazen-Willians (Jazida).....	83
Tabela 34 – Reflexo financeiro com método de Hazen-Willians (Brita).....	83
Tabela 35 – Reflexo financeiro com método de Hazen-Willians (Geotêxtil)	83
Tabela 36 – Reflexo financeiro com método de Manning (Jazida).....	84
Tabela 37 – Reflexo financeiro com método de Manning (Brita).....	84
Tabela 38 – Reflexo financeiro com método de Manning (Geotêxtil)	84
Tabela 39 – Reflexo financeiro com método de McClelland (Jazida).....	84
Tabela 40 – Reflexo financeiro com método de McClelland (Brita).....	84
Tabela 41 – Reflexo financeiro com método de McClelland (Geotêxtil)	85

ÍNDICE DE SIMBOLOS

ε	Deformação
δ	Tensão
γ	Peso Específico
k	Coeficiente de Percolação
K	Coeficiente de Permeabilidade
i	Gradiente Hidráulico
K_0	Coeficiente de Empuxo
G_s	Peso Específico Relativo
γ_g	Peso Específico das Partículas
ρ_s	Massa Específica
kPa	Quilopascal
α	Ângulo de atrito

ÍNDICE DE ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABTC	Associação Brasileira de Produtores de Tubos de Concreto
NBR	Norma Brasileira
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
HBR	Highway Transportation Research
TRB	Transportation Research Board
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
PUBL	Publicação
SPT	Sondagem de Simples Reconhecimento a Percussão
PP.....	Propileno
PE.....	Polietileno
PET.....	Poliéster
PA.....	Poliemida
PEAD.....	Polietileno de Alta Densidade
PVC.....	Policloreto de Vinila
FrIN.....	Fator Redutivo devido a Intrusão do solo
FrCR.....	Fator Redutivo devido a Fluência
FrCC.....	Fator Redutivo devido a Colmatação química
FrBC.....	Fator Redutivo devido a Colmatação Biológica
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
IP	Índice de Plasticidade
V	Velocidade de Escoamento
Q	Vazão de Escoamento
A.....	Área

cCoeficiente de Rugosidade
 \varnothingDiâmetro do Tubo
 qVazão de contribuição
 lInclinação do Tubo
 l_0Declividade do Tubo
 R_hRaio Hidráulico
 nCoeficiente de Rugosidade
 LComprimento Crítico
 ELargura Crítica
 hAltura da Trincheira

1 INTRODUÇÃO

A engenharia civil por muito tempo fora vastamente exercida pelos métodos experimentais que se baseavam nas ações de tentativa e erro. Sendo assim, a única forma por onde se adquiriu o sucesso da execução de suas construções, fora pelo conhecimento de anteriores edificações que obtiveram sucesso em se sustentarem em pé. Em contrapartida, se fenômenos não conhecidos até o momento viessem a intervir, o sucesso se tornava fracasso e determinada construção poderia sofrer com sucessivas patologias e possivelmente vir à ruína. Dessa forma, com a evolução das ciências e tecnologias da construção civil, pesquisadores dedicaram anos de trabalho com o intuito de estudar possíveis fenômenos e como combatê-los para que suas edificações obtivessem o sucesso e se manterem íntegras. Nesse aspecto, a água obteve uma relevante atenção, uma vez que não prevista nos cálculos e projetos de engenharia civil, pode vir causar danos, sendo eles até mesmo irreparáveis.

A partir de então, estudiosos desenvolveram técnicas e modelagens de ensaios em laboratório. Entretanto, existem ensaios realizados in loco, como por exemplo, o Ensaio de infiltração descrito pela NBR 7229/1993 que tem o intuito de se realizar a abertura de uma cava e injeção de água até sua total imersão, observando logo após, a velocidade com que a água escoar pelo solo.

Segundo o manual (IPR. Publ., 719, 2006) do instituto de pesquisas rodoviárias, a água se movimenta entre a superfície e atmosfera terrestre pelo fenômeno denominado ciclo hidrológico. Resumidamente, o ciclo da água se dá pela evaporação da água contida na superfície da terra que alcança as nuvens. Por diferença de temperatura essa água se precipita atingindo o solo novamente. Parte da água escoar sob o solo, parte evapora e outra parte se infiltra no solo. Como exposto no (IPR. Publ., 724, 2006), a água de escoamento da superfície é encaminhada por meio de drenagem superficial, pelos mecanismos de Sarjetas, meios-fios e banquetas de aterro na drenagem superficial, já a água de infiltração é tratada por meio da Drenagem profunda, subdrenagem ou drenagem subterrânea.

Para efeito de conhecimento do local onde será realizada a construção ou pavimentação, é necessário que se faça uma boa campanha de ensaios para o conhecimento do subsolo, uma vez que para o dimensionamento das fundações, tanto das edificações quanto dos pavimentos, é necessário saber a capacidade de suporte do mesmo, resistência ao carregamento, caracterização do material e suas propriedades, tão quanto se há presença de água no local, sua profundidade, variações de cota por conta das épocas sazonais e seu comportamento junto ao solo.

Sendo assim, para cada tipo de construção tem-se suas especificidades para a campanha de ensaios realizados, uma vez que os parâmetros para dimensionamento de cada qual depende de diversos tipos de carregamento no solo e o comportamentos esperado. Dessa forma, as normas e manuais regem tais necessidades de levantamentos que deverão ser realizados em campo.

Após o levantamento de sondagem para modelagem do solo e determinação do lençol freático, deve-se realizar a retirada de amostras indeformadas dos locais onde há necessidade de estudo e realização dos ensaios de caracterização, Limites de liquidez e plasticidade, ensaios GS e por fim o ensaio de permeabilidade.

Desta forma, como o objetivo deste trabalho é realizar uma análise técnica e financeira dos serviços de implementação dos drenos profundos frente ao dimensionamento proposto pelos manuais do DNIT e bibliografias consagradas, executou-se determinados ensaios geotécnicos para os parâmetros de entrada nos cálculos e execução de um orçamento conforme o SICRO.

2 OBJETIVO

2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar métodos de dimensionamento proposto por órgãos normativos e modelos consagrados, com o intuito de se observar a aplicabilidade de cada um, juntamente com uma análise posterior da viabilidade técnica-econômica por um levantamento de custos de compra de material e mão de obra para aplicação.

2.2 Objetivo Específico

- Dimensionar o sistema drenante pelo método de Scoobey, proposto pelo DNIT, e verificar sua aplicabilidade frente ao projeto de drenagem;
- Dimensionar o sistema drenante pelo método de Hazen-Willians, proposto pelo DNIT, e verificar sua aplicabilidade frente ao projeto de drenagem;
- Dimensionar o sistema drenante pelo método de Manning e verificar sua aplicabilidade frente ao projeto de drenagem;
- Dimensionar o sistema drenante pelo método de McClelland, proposto pela empresa Maccaferri, e verificar sua aplicabilidade frente ao projeto de drenagem;
- Analisar a viabilidade econômica de implementação dos drenos profundos, conforme comercialmente fornecido e métodos construtivos propostos pelos manuais e álbuns do DNIT.

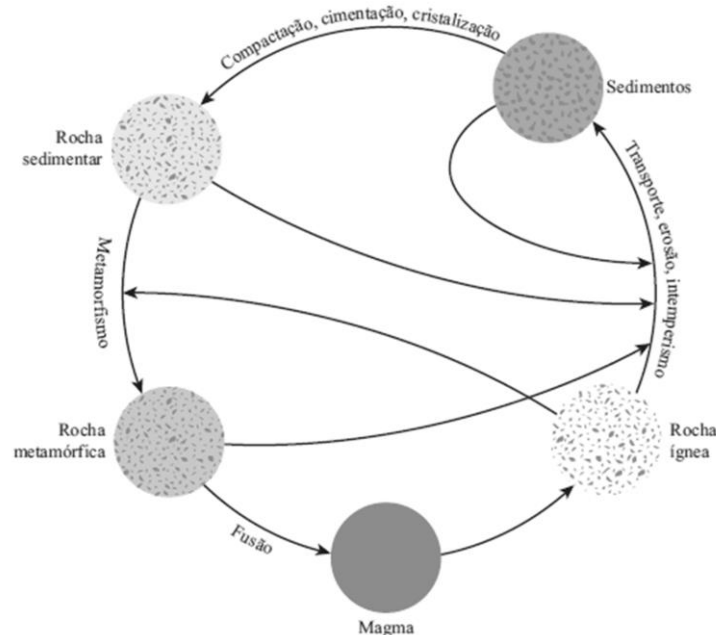
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Solos

O solo é um elemento presente na superfície da crosta terrestre cuja formação se dá pelo processo de intemperismo das rochas, tal que suas características estão de acordo com a tipologia de minerais constituintes de suas partículas e suas rochas de formação. Dessa forma o solo pode ser originado de 03 (três) formas como ígneas, sedimentares e metamórficas (Das, 2011).

As rochas ígneas são originadas pelo processo de solidificação do magma que é expulso sob pressão do manto terrestre por meio de erupção vulcânica. Sua classificação se dá pelos tipos de minerais existentes em sua composição, formados no processo de resfriamento do magma, originando minerais de diferentes tamanhos, que podem ser sedimentados ou não DAS (2011) *apud* BOWEN (1922). A Figura 1 ilustra o gráfico do qual se dá o processo de formação dos solos.

Figura 1 – Processo de formação dos solos.

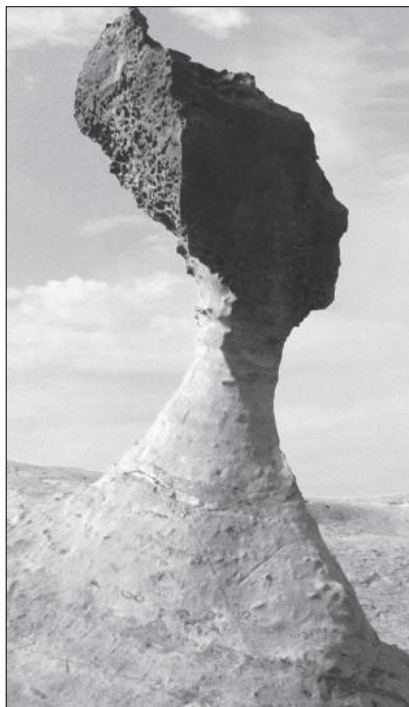


Fonte: DAS, Braja M. (2007), pág. 8.

DAS (2011) explica que as rochas sedimentares são oriundas dos depósitos de pedregulhos, areias, siltes e argilas, dos quais expostos ao intemperismo são compactados pela sobrecarga dos depósitos e aglomerados por meio de agentes como Óxidos de ferro, calcita, dolomita e o quartzo. Esses agentes aglomerantes são carregados por meio da água e introduzidos aos vazios das partículas, dos quais formarão as rochas. Já os sedimentos, podem ser transportados pelo vento, água, gravidade e gelo (Caputo, 1996). DAS (2011) afirma que as rochas sedimentares podem ser formadas também por meio químico.

A rocha metamórfica se dá pelo processo de alteração da composição e textura das rochas em decorrência do calor e da pressão. Durante o processo de metamorfose, novos minerais são formados e cisalhados, conferindo assim, uma textura foliada (Das, 2011). A Figura 2 ilustra uma rocha modificada ao longo do tempo por processos adversos.

Figura 2 – Alteração das rochas por processos físico-químicos.



Fonte: DAS, Braja M. (2007), pág. 11.

Segundo Pinto (1996) todos os solos originam-se da decomposição de rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre, sendo eles da decorrente decomposição por agentes físicos e químicos. Variações de temperatura provocam trincas, originando assim infiltrações que atacam quimicamente os minerais. Dessa forma, com a variação de fauna e flora e ataques de hidrólise, oxidação e lixiviação levam a formação de variadas pequenas partículas misturadas gerando a composição química dos solos com as partículas de rochas que as geraram.

Ortigão (2007) explica que o intemperismo químico está relacionado com os vários processos químicos que alteram, solubilizam e depositam os minerais de rocha, transformando-a em solo. Esse tipo é mais frequente nos climas quentes e úmidos e, portanto, muito comum no Brasil. Já o intemperismo mecânico proveniente da ação mecânica desagregadora de transporte da água, do vento e da variação de temperatura. Muitas vezes ocorre a ação conjunta de vários agentes do intemperismo.

Ortigão (2007) ainda complementa que os solos que permanecem próximos à rocha que lhes deu origem são denominados residuais; os demais são sedimentares ou transportados.

3.1.1 Classificação dos Solos

O solo, sendo um material que ocorre na natureza, nas mais diferentes formas, para ser utilizado como fundação ou material de construção, necessita ser classificado, de modo que se possam formular métodos de projetos baseados em algumas propriedades de cada grupo. Deste modo, foram desenvolvidos vários sistemas de classificação, cada um, adequado a uma utilização dos solos ou a métodos de projeto (IPR. Publ., 742, 2010).

A primeira característica de diferenciação dos solos se dá pelo tamanho das partículas que os compõem. Numa primeira aproximação, pode-se identificar que alguns solos possuem grãos perceptíveis a olho nu, como os grãos de pedregulho

ou a areia do mar, e que outros têm os grãos tão finos que, quando molhados, se transformam numa pasta (barro), e não se podem visualizar as partículas individualmente¹.

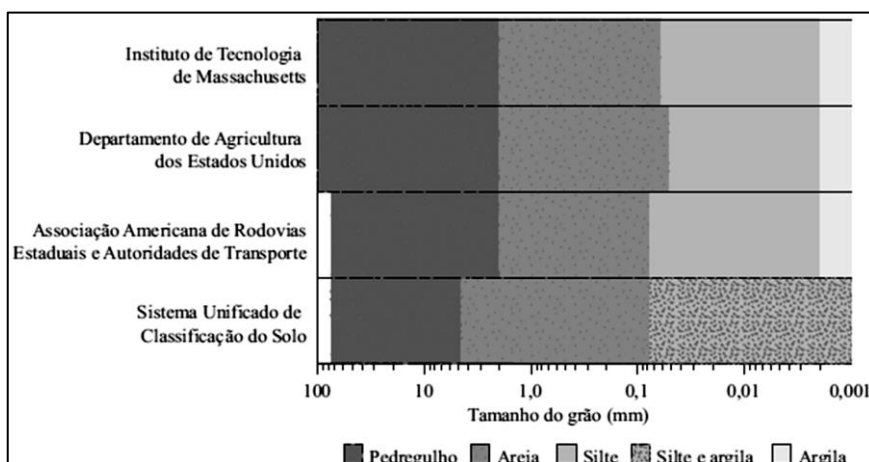
Os solos recebem geralmente a denominação de pedregulhos, areia, silte e argila, baseados no diâmetro das partículas (Das, 2011). Dessa forma, inúmeras organizações responsáveis pela normatização dos procedimentos adotaram determinadas classificações para cada tipo de granulometria (Tabela 1). Dessa forma, cada qual determinou um limite específico para cada granulometria (Figura 3), havendo assim uma pequena variação do limite.

Tabela 1 – Classificação de organizações americanas

Nome da organização	Tamanho do grão (mm)			
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila
Instituto de Tecnologia de Massachusetts (MIT)	> 2	2 a 0,06	0,06 a 0,002	< 0,002
Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA)	> 2	2 a 0,05	0,05 a 0,002	< 0,002
Associação Americana de Rodovias Estaduais e Autoridades de Transporte (AASHTO)	76,2 a 2	2 a 0,075	0,075 a 0,002	< 0,002
Sistema Unificado de Classificação de Solos (Corpo de Engenharia do Exército dos Estados Unidos, Bureau de Reclamações dos Estados Unidos e Sociedade Americana para Testes e Materiais)	76,2 a 4,75	4,75 a 0,075	Grãos finos (por exemplo, siltes e argilas) < 0,075	

Fonte: DAS, Braja M. (2011), pág. 19.

Figura 3 – Limite Granulométrica organização americanas.



Fonte: DAS, Braja M. (2011), pág. 20.

¹ **FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA** – 2ª ed., São Paulo : Pini, 1998 – Cap.2, p.52, PINTO, C. S.

PINTO (2011) cita que diferentes denominações específicas são empregadas para que sejam classificados os solos em relação as diversas faixas de tamanhos de grãos e seus limites variam conforme os a classificação exposto na Tabela 2, descriminada na norma NBR 7181/1984.

Tabela 2 – Limite Granulométrica adotada no Brasil.

Pedregulhos:	de 2,0 mm (ou 4,8 mm) a 15cm	
Areias	de 0,075 mm	(ou 0,06 mm)
	a 2,0 mm	(ou 4,8 mm)
Siltes:	de 0,002 mm	(ou 0,005 mm)
	a 0,075 mm	(ou 0,06 mm)
Siltes:	inferior a 0,002 mm	
	(ou 0,005 mm)	

Fonte: PINTO, et al. (2011). Fundações Teoria e Prática, pág. 52.

O DNIT determina que a classificação mais utilizada no meio rodoviário é a proposta por *Higway Reserch Board* (HBR), aprovada em 1945 e atualmente intitulada TRB, leva em consideração a granulometria do material, limites de consistência e o índice do grupo. Nela, os solos encontram-se organizadas em grupos e subgrupos, onde sua determinação se dá por um processo de eliminação orientada da esquerda para direita com o qual os valores dos ensaios se caracterizam (IPR. Publ., 742, 2010). A Tabela 3 demonstra a classificação TBR.

Tabela 3 – Classificação TBR

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 max.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia		Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos		
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Fonte: IPR-742 (2010), pág. 248.

A segunda característica determinante para caracterização dos solos se dá pelo seu peso específico relativo. Segundo PINTO (2011), o peso específico relativo (G_s) é a razão entre o peso específico de material de parte sólida e o peso específico da água de igual volume a 4°C, equivalente a 1,0 g/cm³. Ela é necessária para diversos cálculos na área da mecânica dos solos e é determinada com maior precisão em ensaio laboratorial, conforme NBR 10838/1988.

Os valores dos pesos específicos aparentes dos materiais silte, argila e areia podem variar entre 2,6 e 2,9 (Das, 2011). Já o peso específico das partículas (γ_g) é determinado pela razão entre o peso da substância sólida por unidade de volume (Pinto, 2011).

3.2 Caracterização dos solos

3.2.1 Granulometria dos Solos

Com intuito de se caracterizar um determinado material é necessário o ensaio de granulometria do solo a fim de se separar em quantidades de partículas por tamanhos característicos que ficarão retidas nas peneiras. Para melhor análise é plotado posteriormente em um gráfico Diâmetro das partículas x Porcentagem passante por peneira.

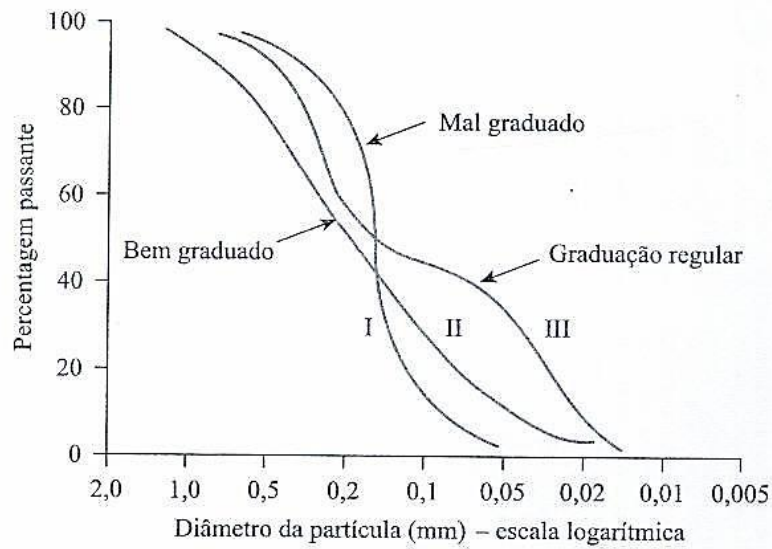
DAS (2011) explica que a análise granulométrica é a determinação do diâmetro das partículas de um determinado solo, expressa em porcentagem de peso seco total. Para fins de ensaio são utilizados 02 (dois) métodos para determinação de tais partículas, sendo o Ensaio de Peneiramento – Para partículas com diâmetros maiores que 0,075mm e ensaio de sedimentação – Para partículas que obtenham diâmetros menos que 0,075mm.

Em conformidade com a NBR 7181/1984, o ensaio de peneiramento consiste em passar uma quantidade material nas peneiras de forma a se obter a quantidade de material retido em cada qual. As peneiras devem estar dispostas em forma decrescente, ou seja, de maior para a de menor abertura. Deve-se agitar as peneiras, preferencialmente de forma mecânica, a fim de desprender as partículas umas das outras. Após esse processo, pesar o material retido em cada peneira afim de se obter a porcentagem passante de cada qual. O resultado deve ser plotado em um gráfico na escala logarítmica afim de se obter uma melhor análise.

Já o ensaio de sedimentação, também descrito na NBR 7181/1984, é dado pela determinação da granulometria da fração fina do solo que é baseado no princípio da sedimentação dos grãos. Estes, quando em contato com a água, se sedimentam em velocidades diferentes. O ensaio consiste em colocar certa quantidade de amostra previamente seca em estufa, em uma proveta, juntamente com água destilada e agente defloculante. Com o auxílio de um densímetro, é medida a quantidade de solo em suspensão em um determinado tempo t e em uma

profundidade L (Silva, 2013). A Figura 4 ilustra a distribuição granulométrica características em função dos diâmetros das partículas contidas nos solos.

Figura 4 – Distribuição granulométrica

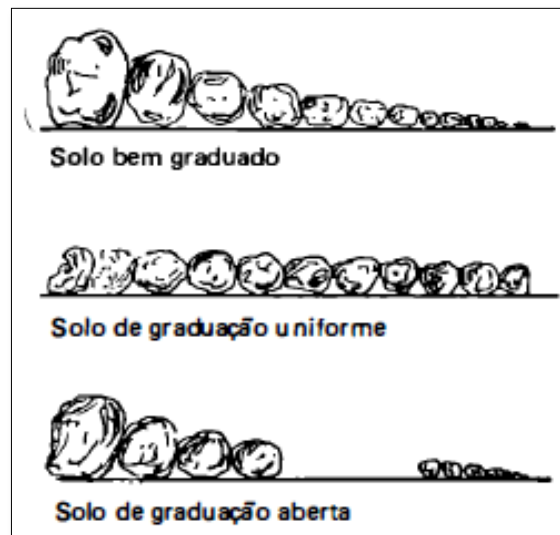


Fonte: SILVA (2013) *apud*, DAS (2011), pág. 36.

Segundo DAS (2011), as curvas características da imagem anterior mostram não apenas o tamanho das partículas presentes em uma amostra de solo, mas também o tipo de distribuição das partículas, sendo que, quando há um resultado em conformidade com a curva de número I, o solo estudado obtém a maioria das partículas com o mesmo tamanho. Já para os resultados conforme a característica da curva II se obtém um solo com uma gama diferenciada de tamanho das partículas em uma ampla faixa. DAS (2011) explica também que as curvas características dos solos bem graduados podem ter coeficientes de uniformidade 4 para pedregulhos e 6 para areias, juntamente com um coeficiente de curvatura entre 1 e 3 para pedregulhos e areias. As amostras de solo também podem conter características que obtenham 02 (duas) ou mais frações com granulações uniformes. Estes são

representados pela curva de número III. A seguir na Figura 5, é possível observar a distribuição granulométrica citada anteriormente.

Figura 5 – Graduação das partículas de solo.



Fonte: CAPUTO (1996), pág. 26.

3.2.2 Limites de Consistência dos Solos

Segundo Caputo (2006), somente o ensaio de granulometria não caracteriza o comportamento de determinados solos, pois suas propriedades plásticas dependem do teor de umidade, forma das partículas e composição mineralógica.

As partículas de granulometria mais fina tem uma grande importância no aspecto do comportamento do solo, uma vez que é maior a sua superfície específica (Superfície das partículas dividida por seu peso ou volume), conforme (Pinto, 2011).

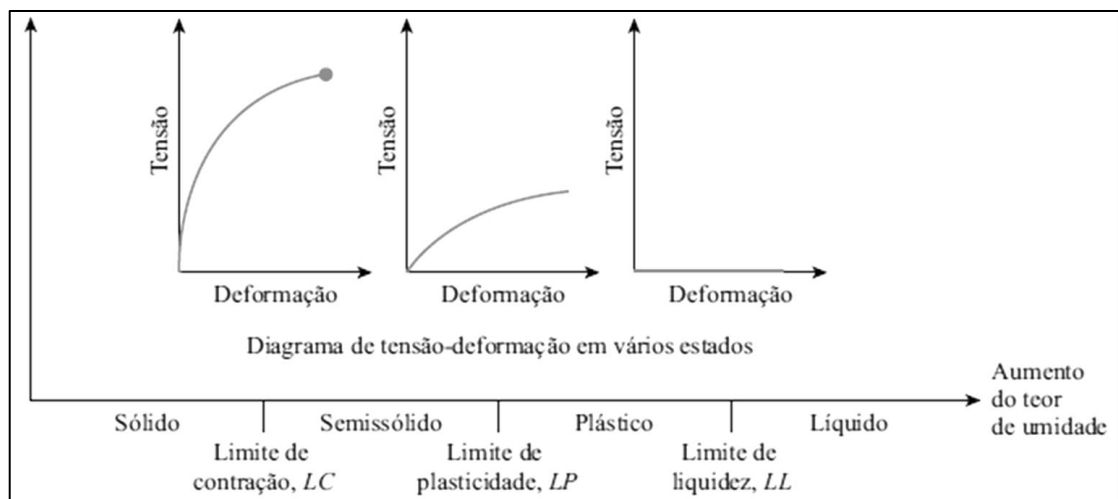
Em contato com água, essas partículas apresentam comportamento singular. De acordo com os minerais presentes nas partículas de solo, podem-se obter diferentes comportamentos para uma mesma porção de argila (Pinto, 2011).

Os limites baseiam-se na constatação de que um solo argiloso ocorre com aspectos bem distintos conforme o seu teor de umidade (Pinto, 2011). Segundo (Das, 2011), com os teores de umidade muito baixos, o solo se comporta de forma sólida, em contrapartida, com teores elevadas de umidade o solo apresenta um comportamento do qual o solo e a água podem fluir como um líquido. Dessa maneira, dependendo do teor de umidade o comportamento do solo pode variar entre os quatro estados básicos, tais como sólido, semissólido, plástico e líquido.

A plasticidade trata-se de uma propriedade dos solos, que consiste na maior ou menor capacidade dele ser moldado dependendo de determinadas condições de umidade, sem variação de volume. Trata-se de uma das mais importantes propriedades das argilas (Caputo, 1996).

Segundo Silva (2013) *apud* Caputo (1996), a determinação da plasticidade dos materiais se dá através da relação entre tensão (σ) X deformação (ϵ), estabelecida através de um gráfico definido pela Teoria da plasticidade. A Figura 6 representa as curvas de Tensão x Deformação para determinação da plasticidade.

Figura 6 – Gráfico Tensão X Deformação



Fonte: DAS (2011), pág. 63

CAPUTO (1996), afirma que o limite de liquidez (LL) é realizado pelo aparelho de Casagrande. Segundo NBR 6459/1984, o aparelho de Casagrande é composto por uma concha de latão de espessura de 2,0 mm, que é anexa ao aparelho mecânico ou manual, do qual irá levanta-lo e bater sobre a base de Ebonite.

Segundo DAS (2011) para realização do ensaio, deve-se colocar a pasta de solo na concha e moldar em seguida a ranhura no centro da amostra com um cinzel padronizado. Daí então é dado início ao ensaio, onde a concha deve golpear a base de Ebonite em queda livre equivalente a 10,0mm. Deve-se realizar o ensaio com os teores de umidade, em termos percentuais padronizados, para fechamento em um comprimento de 12,7mm ao longo da base da ranhura. Após 25 golpes, é definido como o limite de liquidez.

O limite de plasticidade (LP) é definido como o percentual de teor de umidade no qual o solo colapsa, quando moldado a fios de 3,2mm de diâmetro. O limite de plasticidade é o limite inferior do intervalo plástico do solo (Das, 2011), como mostra a Figura 6 anteriormente. O ensaio do limite de plasticidade é teoricamente simples, sendo ele constituído na execução de filetes de solo que são enrolados repetidamente sobre uma placa de vidro até que se atinja o diâmetro de 3,2mm e comprimento de 100mm sem que a amostra fragmente, sendo levado posteriormente a estufa, para que seja coletada a umidade do material. O ensaio deve ser realizado em conformidade com a NBR 7180/1984.

Segundo DAS (2011), o índice de Plasticidade (IP) deve ser obtido pela expressão:

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

Onde, LL é o limite de liquidez e LP o limite de plasticidade. Segundo (Caputo, 1996), o índice de plasticidade define a zona em que o terreno se acha no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e mínimo/nulo para as areias,

fornece um critério para se ajuizar do caráter argiloso de um solo. Dessa forma, quanto maior o IP, maior características plásticas tem o solo. A seguir é mostrada a Tabela 4 que demonstram os valores de índice de plasticidade, do qual DAS (2011) cita BURMISTER (1949).

Tabela 4 – Valores de índice de plasticidade

IP	DESCRIÇÃO
0	Não Plástico
1 - 5	Ligeiramente Plástico
5 - 10	Plasticidade baixa
10 - 20	Plasticidade média
20 - 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: DAS, 2011, pág. 69

3.2.3 Massa Específica dos grãos

Segundo NBR 6508/1984, o ensaio tem o objetivo de determinar a massa específica dos grãos pelo método do picnômetro, utilizando 60 grama de solo anteriormente preparado, o qual deve ser imerso em água destilada por 12 horas. Obter o umidade do mesmo e realizar a dispersão do solo por 15 minutos que deve ser transferido ao picnômetro. Dessa forma, coloca-se o picnômetro em água fervente por 15 minutos, de maneira a expulsar a maior quantidade de ar entre as partículas, deixando-o descansar até a temperatura se igualar com o ambiente. Após esta etapa, é necessário levar os picnômetros a bomba de pressão, que retirará todo o ar contido no picnômetro, retirando por completo todo o ar retido entre as partículas. Dessa forma completa-se, com auxílio do conta gotas, a quantidade de água necessário até que o menisco d'água se atinja a marca de referência do picnômetro.

Após todos os procedimentos prescritos, observa-se que resultou apenas o real valor das massas do sistema picnômetro + água + solo, o que se facilita a obtenção do valor da massa específica, realizando todas as coletas de massas necessárias.

3.3 Capilaridade dos solos

Segundo CAPUTO (1996), o fenômeno da capilaridade se dá pela subida de água por tubos capilares formados por vazios, acima do lençol freático, entre os interstícios de pequenas dimensões deixados pelas partículas sólidas. O autor ainda afirma que os fenômenos capilares são muito importantes para obras de pavimentos rodoviários, uma vez que se o terreno de fundação de um pavimento é constituído por um solo siltoso e o nível freático está pouco profundo, afim de evitar que a água capilar venha a prejudicar a estabilidade do pavimento a ser construído, tomam-se necessárias precauções.

3.4 Permeabilidade dos solos

A permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento da água através dele, sendo o seu grau de permeabilidade expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (Caputo, 1996).

Muitos aspectos da geotecnia necessitam do conhecimento da permeabilidade dos solos, tendo em vista aquelas estruturas que podem ser comprometidas com esforços gerados pela água. Barragens, muros de arrimo, fundações e o corpo estradal são algumas delas. Para contornar esses possíveis problemas existem projetos de drenagem que tem o intuito de interceptar a água e leva-la até determinado ponto com segurança. Rebaixamento de lençol freático com a utilização de geodrenos profundos evita que fundações de edifícios sofram

possíveis recalques, tão quanto o subleito de uma estrada seja atingido e perca suas propriedades a fim de atender o carregamento do fluxo de veículos. Os muros de arrimos necessitam muitas vezes da interceptação da água, a fim de evitar o empuxo da poropressão que nele será gerado.

A determinação do coeficiente de permeabilidade é realizada tendo em vista a lei experimental de Darcy, proposta em 1856, que explica que de acordo com a qual a velocidade de percolação é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico (Caputo, 1996).

$$V = k.i \quad (2)$$

Na equação (2), V é a velocidade de percolação da água, k é o coeficiente de percolação, que é a velocidade real média de escoamento através dos vazios do solo, quando $i = 1,0$ e i é o valor do gradiente hidráulico, tal que é determinado pela razão entre a perda de carga e a espessura da camada de solo.

A lei de Darcy é aplicada somente para um escoamento laminar, onde a trajetória das partículas de água não se cortam, em caso contrário, denomina-se como um escoamento turbulento (Caputo, 1996).

Segundo DAS (2011), a condutividade hidráulica dos solos (K) depende de vários fatores, tais como viscosidade do fluído, distribuição do tamanho de poros, distribuição granulométrica, índice de vazios, rugosidade das partículas minerais e grau de saturação do solo. Para solos argilosos, a estrutura tem função importante para permeabilidade (K), tanto quanto sua concentração iônica e espessura das camadas de água retidas nas partículas de argila.

Para CAPUTO (1996), a temperatura é também um fator importante na determinação dos coeficientes de permeabilidade, uma vez que viscosidade da água é inversamente proporcional a temperatura. Sendo assim, os valores de K muitas vezes são discriminados a uma temperatura de 20°C. As Tabelas 5 e 6 ilustram os

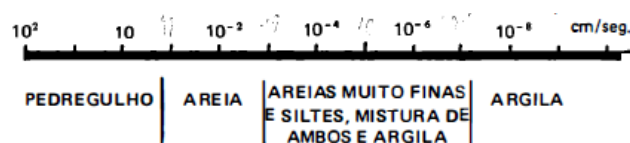
intervalos dos coeficientes de permeabilidade conforme a tipologia do solo, tanto quanto o diâmetro das partículas.

Tabela 5 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade de solos saturados

Tipo de solo	k cm/s
Pedregulho limpo	100 – 1,0
Areia grossa	1,0 – 0,01
Areia fina	0,01 – 0,001
Argila siltosa	0,001 – 0,00001
Argila	<0,000001

Fonte: DAS (2011), pág. 147

Tabela 6– Intervalo de variação do Coeficiente de Permeabilidade

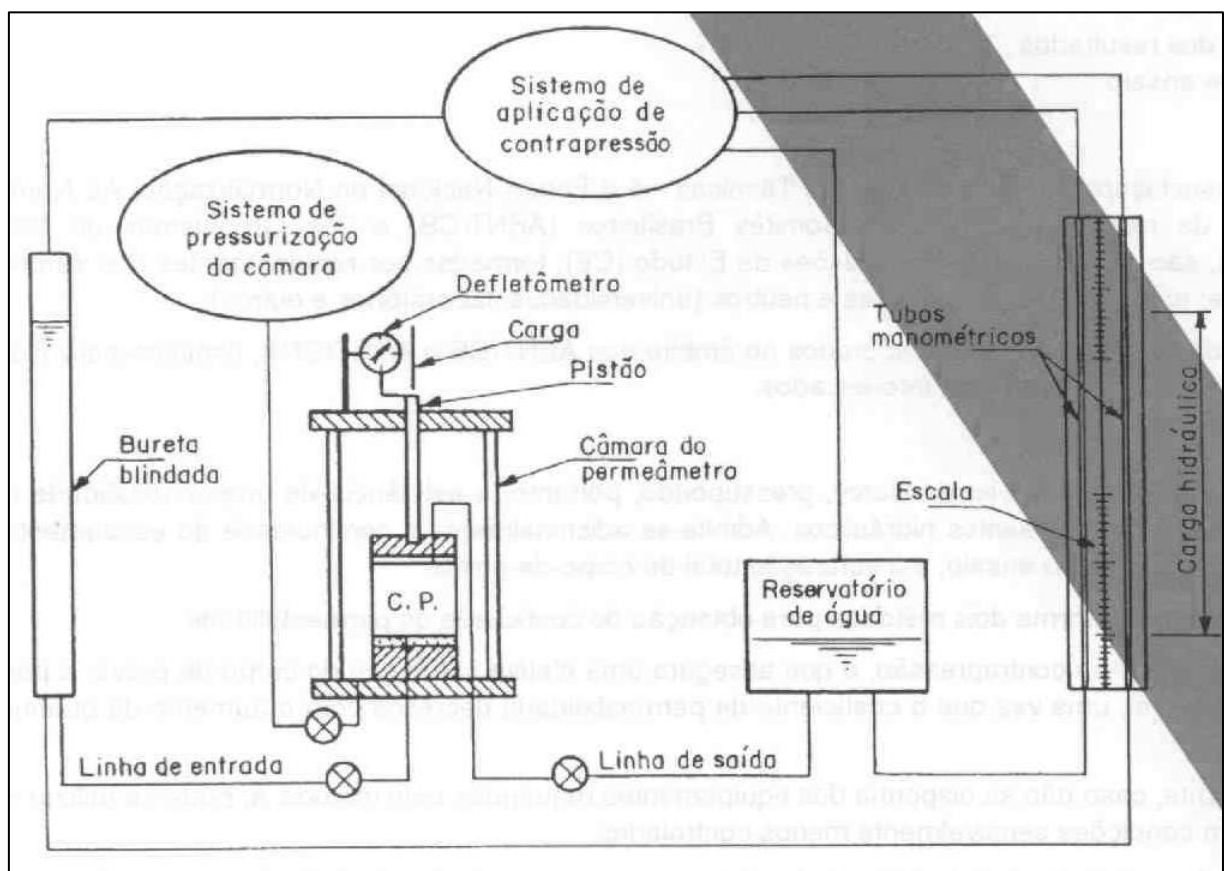


Fonte: CAPUTO (1996), pág. 71

A norma NBR 14545/2000 preconiza os fundamentos para determinação dos coeficientes de permeabilidade utilizando água percolante através do solo em regime de escoamento laminar a cargas variáveis. O solo em questão é moldado sob corpo de prova através de um bloco indeformado. Após moldado, deve-se colocar o corpo de prova dentro do permeâmetro e preencher o espaço vazio com lama bentonítica de forma a impermeabilizar o corpo de prova e preencher com brita por cima do corpo de prova. Após a preparação e fechamento do permeâmetro, conectar as mangueiras ao permeâmetro de maneira que o reservatório fique interligado na parte inferior, para que se sature o corpo de prova. Após o corpo de prova saturado, deve-se conectar a mangueira dos tubos manométricos e

desconectar o tubo inferior que pressurizou e saturou o corpo de prova. Dessa forma, deve-se preencher o tubo manométrico com água e verificar em quanto tempo se dá a descida de água em uma determinada marcação. Deve-se realizar o ensaio 03 (três) vezes, de maneira obter melhores resultados. A Figura 7 ilustra os equipamentos utilizados no ensaio, conforme a norma.

Figura 7 – Esquema do ensaio de permeabilidade



Fonte: NBR-14545 (2000), pág. 2c

3.5 Ensaio de sondagem à trado

Em projetos de infraestrutura a importância de se saber o material que se encontra no subsolo, do qual irá receber o carregamento do corpo estradal, é relevante. Tal importância é explicada, uma vez que esse carregamento é obtido pela passagem do fluxo de veículos pelo pavimento, que será redistribuído às camadas granulares pelo bulbo de tensão, podendo chegar ao subleito caso não seja totalmente absorvida pela Base e Sub Base. Nesse caso é necessária a realização do reforço desta camada.

Sendo assim, para reconhecimento do material contido no subsolo realiza-se 02 (duas) campanhas de sondagem em 02 (duas) fases diferentes do projeto, sendo elas fase preliminar (Anteprojeto) e fase de projeto (Projeto executivo). A diferença entre as campanhas é determinada pela quantidade de ensaios a serem realizados, e os locais do levantamento. No levantamento em fase de Anteprojeto a quantidade é reduzida, sendo 01 (um) furo entre 500 a 1000 metros, tendo a necessidade de realizar o levantamento dos materiais de ocorrência. Já no processo de Projeto Executivo o levantamento realizado é mais detalhado. Segundo o (IPR. Publ., 742, 2010), as sondagens nos trechos em corte devem ser realizadas em poço, trado e percussão, com um espaçamento máximo de 150 metros, respeitando a quantidade mínima descrita no quadro abaixo, como mostra a Tabela 7.

Tabela 7– Número de sondagens de acordo com a extensão do corte

Extensão do Corte	Número Mínimo de Furos de Sondagens
Até 120 m	1 furo
120 a 200 m	2 furos
200 a 300 m	3 furos
300 a 400 m	4 furos
Superior a 400 m	1 furo a cada 150m

Fonte: Publicação IPR-742 (2010), pág.165.

A profundidade a ser sondada varia de acordo com altura da cota vermelha², contudo, para fins de conhecimento do material do local, deve-se realizar a sondagem até 1,0 metro de profundidade abaixo do greide³, a fim de se obter resultados do material do subleito.

A sondagem dos trechos em aterro não é necessária, uma vez que o material de aterro não deve conter propriedades geotécnicas rigorosas, exceto ao caso de greide colado. O manual (IPR. Publ., 742, 2010) fixa a necessidade de execução de sondagens para greide colado, espaçadas em um comprimento de diferença de 200 metros entre elas.

Para o material de aterro, realizam-se ensaios laboratoriais nas amostras coletadas nos locais de empréstimos, com o intuito de se determinar as características de tal material.

Para as sondagens executadas nos cortes com o intuito de reconhecimento do subleito, a publicação (IPR. Publ., 742, 2010) traz os seguintes métodos executivos:

- Para $x < 4$ m, tentar a sondagem a trado (concha) manual, para retirada de amostra. Na impossibilidade da retirada de quantidade suficiente com o uso de trado manual, executar poços de sondagem com pá e picareta, até a profundidade adequada;
- Para $4 \text{ m} < x < 8 \text{ m}$, fazer os primeiros $(x - 4)$ metros em poço a pá e picareta, e os outros 4 metros, a trado manual. Na impossibilidade do uso do trado manual, continuar a sondagem em poço, a pá e picareta;
- Para $x > 8$ m executar os 8 metros iniciais, segundo as indicações dos parágrafos I e II do manual, sendo o restante feito mediante o emprego de equipamento especial (a percussão ou a rotação com equipamento de amostragem de solos).

²**Cota Vermelha** = Distância Vertical entre ponto qualquer do greide e um ponto correspondente do terreno.

³**Greide** = Linha Gráfica que acompanha o perfil do terreno, onde há a indicação em que o solo deve ser cortado ao aterro.

Após realização das sondagens, ensaios de caracterização, limites, compactação e ISC, deve-se proceder a classificação do solo encontrado conforme as especificações TRB (Transportation Research Board).

3.6 Sistema drenante.

Esse trabalho foca no sistema de drenagem profunda, do qual esse item tratará somente de alguns procedimentos executivos, tendo em vista a funcionalidade dos Geocompostos drenantes e os sistemas de drenagem propostos nos manuais do DNIT de tubo perfurado com utilização de material drenante.

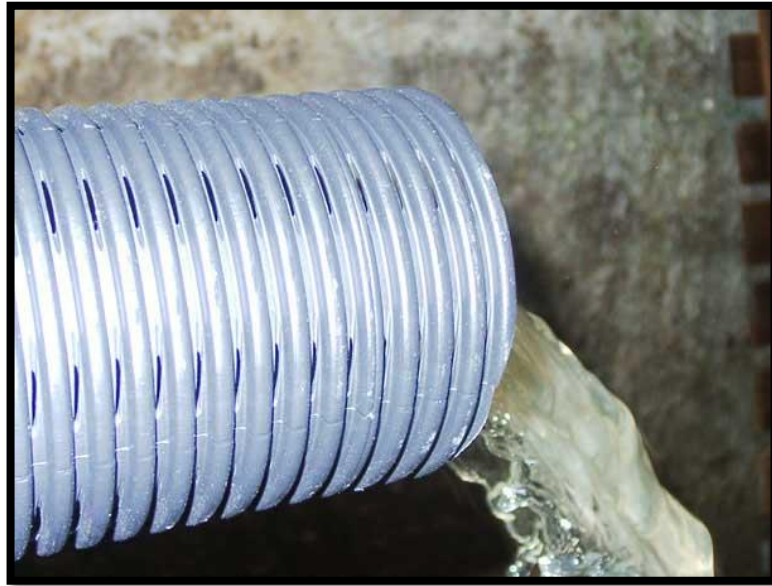
3.6.1 Geocomposto Drenante

O geocomposto drenante é um componente utilizado para captação de fluídos contido no meio, de maneira a conduzi-lo por tubulações especiais até determinado local de desemboque ou reservação. BUENO (2007) cita VIDAL (1999) explicando que o sistema de geossintéticos tem as finalidades de drenagem, filtração, desvio de fluxo da água, proteção e reforço. O sistema é composto por diferentes materiais, contudo, em geral é simplesmente constituído de um tubo perfurado flexível e proteção externa de geotêxtil, um elemento polimérico que pode ser tecido ou não tecido. Segundo BUENO (2007) apud ABRAMENTO (1995), os polímeros mais comumente utilizados no sistema dos geossintéticos são o propileno (PP), polietileno (PE), poliéster (PET) e a poliemida (PA).

Segundo as especificações técnicas da Maccaferri, o sistema drenante mais adequado a obras rodoviárias é constituído de um núcleo drenante formado por uma geomanta tridimensional com filamentos de polipropileno eletrosoldados entre 02 (dois) geotêxteis tecidos, com função de infiltrar a água por todos as faces do

geodrenos, conduzindo-a pelo núcleo de polipropileno até o interior do tubo que escoará o fluído. A Figura 8 ilustra o fluxo d'água pelo geodreno.

Figura 8 – Desemboque de geodreno em caixa de passagem



Fonte: www.techduto.com, acessado em 23/10/14.

A facilidade de instalação do geocomposto drenante é um fator preponderante na escolha de implementação desse sistema. Diferente da drenagem profunda convencional, em um projeto de pavimentação o geocomposto drenante pode ser construído na última etapa. A drenagem convencional, antes de execução das camadas granulares, base, sub base e reforço do subleito, executa-se a abertura da trincheira, preenche-se com brita ou material drenante conveniente até determinada cota, instala-se o tubo perfurado e depois realiza-se o recobrimento com o material drenante até que se feche a vala, executando posteriormente o pavimento por cima da drenagem. Já o sistema de geocomposto é instalado após a execução completa da rodovia com maquinário específico de corte para abertura de vala, instalação do geocomposto e reateramento da vala.

A Figura 9 ilustra o serviço de abertura da vala para implementação do geocomposto na rodovia da concessionária TEBE, São Paulo – 2007.

Figura 9 – Abertura de vala para instalação do geotextil



Fonte: Maccaferri (2009)

3.6.2 Dimensionamento do sistema

Em função das drenagens de rodovias a água da chuva tem dois destinos, sendo parte dela escoada e outra parte infiltrada no solo de maneira a formar lençóis subterrâneos.

Indiscutivelmente essa questão está relacionada a graduação do solo de forma que o material tenha caráter de maior ou menor permeabilidade, influenciada pelo tipo de solo, topografia e clima. Dessa forma, um aspecto relevante é o aparecimento de franjas capilares, resultante da ascensão capilar da água a partir dos lençóis d'água, obedecendo as leis da capilaridade. Sendo assim, a influência

produzida pela franja capilar deve ser eliminada, ou reduzida, pelos rebaixamentos dos referidos lençóis freáticos, (IPR. Publ., 724, 2006).

De forma geral, há uma necessidade do rebaixamento do lençol freático até uma profundidade de 1,50 a 2,00 metros abaixo do subleito das rodovias, com intuito de proteger o corpo estradal, conforme indicações do (IPR. Publ., 724, 2006).

O manual ainda traz as determinações de instalação dos drenos profundos, sendo eles aplicados a trechos em cortes, em terrenos planos onde o nível do lençol freático está próximo ao subleito, tão quanto nas áreas eventualmente saturadas próximas ao pé dos taludes.

Segundo o IPR-724 (2006) sistema drenante é constituído de diversos materiais, sendo eles classificados em:

- Materiais Filtrantes: areia, agregados britados, geotêxtil, etc.;
- Materiais Drenantes: Britas, Cascalho grosso lavado, etc.;
- Materiais Condutores: Tubos de concreto (Porosos ou perfurados), cerâmicos (perfurados), de fibrocimento, materiais plásticos (corrugados, flexíveis, ranhurados) e metálicos.

O sistema de drenagem deve conter uma vala de 50 cm de largura e profundidade variável, sendo em uma cota mínima de 1,50 metros. Dos materiais de preenchimento da vala pode-se utilizar tanto filtrante quanto drenante. O material filtrante tem por finalidade permitir o escoamento do fluído de maneira a impedir o carreamento de materiais finos evitando a colmatação do tubo dreno, podendo ser utilizados materiais naturais de granulometria apropriada ou geotexteis. Já o material drenante tem a função de captar e ao mesmo tempo conduzir as águas a serem drenadas, devendo apresentar uma granulometria adequada à vazão escoada (IPR-724, 2006).

Para fins de dimensionamento e execução do sistema drenante pode-se considerar dois modelos de drenos, sendo eles drenos com tubos ou drenos cegos. A diferença característica está no fato de os drenos com tubos apresentarem uma vala e instalação de um tubo com material de preenchimento, tendo ele que atender os requisitos proposto pelo manual do DNIT, já o dreno cego é unicamente a instalação do geodreno em contato direto com o solo.

3.6.2.1 Dimensionamento de drenos tubulares

Para que se realize o dimensionamento do sistema drenos cegos é necessário que se verifique as recomendações propostas por Terzaghi, Bureau of Reclamation e Soil Conservation Service e no caso de utilização de geotexteis as recomendações do Comité Francês de Geotexteis e Geomembranas, citadas no manual do DNIT (IPR. Publ., 724, 2006). Estas verificações permitem determinar se o sistema irá trabalhar com sucesso ou haverá entupimento dos tubos e valas. Sendo assim, as seguintes condições verificam os materiais filtrantes em relação aos materiais drenados, frente ao diâmetro das partículas constituintes.

- Condições de permeabilidade

$$d_{15\% F} \geq 5 d_{15\% S} \quad (3)$$

(máximo de 5% passando na peneira n°200)

- Condições de não entupimento do material filtrante

$$d_{15\% F} \geq 5 d_{85\% S} \quad (4)$$

$$d_{15\% F} \geq 40 d_{15\% S} \quad (5)$$

$$d_{15\% F} \geq 25 d_{50\% S} \quad (6)$$

- Condições de não entupimento do tubo

$$d_{85\% F} \geq d_e \quad (7)$$

- Condições de uniformidade

$$2 \leq \frac{d_{60\%F}}{d_{10\%F}} \leq 20 \quad (8)$$

Onde:

d_e = diâmetro do tubo

$d_{15\% F}$ = diâmetro correspondente à 15% passando, de material filtrante

$d_{15\% S}$ = diâmetro correspondente à 15% passando do solo a drenar

$d_{50\% F}$ = diâmetro correspondente à 50% passando, de material filtrante

$d_{50\% S}$ = diâmetro correspondente à 50% passando do solo a drenar

$d_{85\% F}$ = diâmetro correspondente à 85% passando, de material filtrante

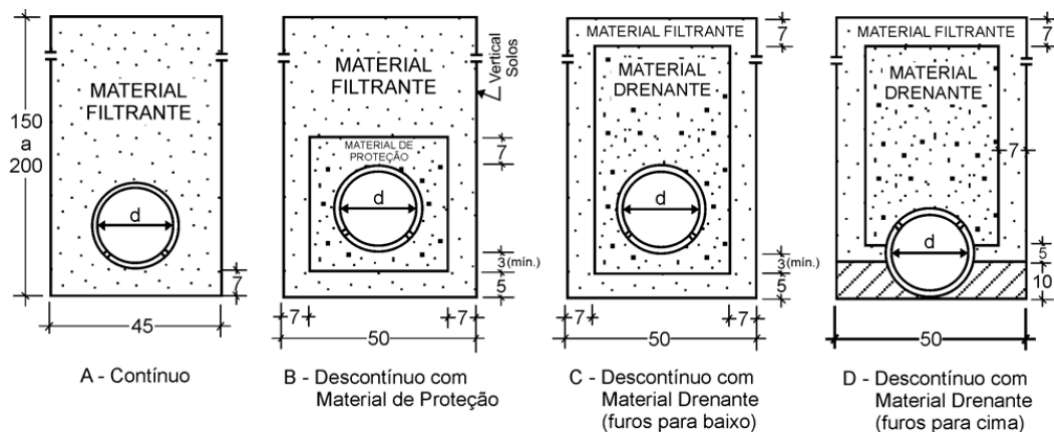
$d_{85\% S}$ = diâmetro correspondente à 85% passando do solo a drenar

$d_{60\% F}$ = diâmetro correspondente à 60% passando, de material filtrante

$d_{10\% F}$ = diâmetro correspondente à 10% passando, de material filtrante

A Figura 10 à seguir, ilustra os 4 principais tipos de vala à executar de forma a conter drenos com tubos, segundo o (IPR. Publ., 724, 2006).

Figura 10 – Características do drenos com tubos

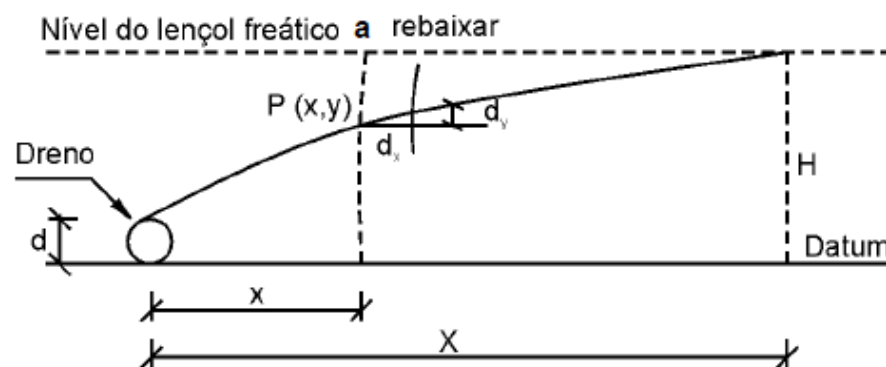


Fonte: IPR-724 (2006), pág.250.

3.6.2.2 Rebaixamento de Lençol freático

A fim de se determinar o diâmetro do tubo dreno, verificam-se duas condições de utilização do tubo, sendo elas para rebaixamento do lençol freático ou interceptação do fluxo d'água de infiltrações. Para as duas condições levam-se em conta a determinação a descarga de projeto. A Figura 11 ilustra uma seção do tubo dreno de forma a caracterizar o rebaixamento do lençol freático (IPR. Publ., 742, 2010).

Figura 11 – Rebaixamento do lençol freático



Fonte: IPR-724 (2006), pág.255.

Para que se determine a Descarga de projeto, manipular-se-á a equação de Darcy, para que se possa obter ao final uma fórmula em função da permeabilidade e cotas do lençol freático. Dessa forma, considerando a lei de Darcy, tem-se que:

$$Q = K \times A \times I$$

Num ponto P_y de coordenadas x e y , da linha do lençol freático, a ser rebaixado, na largura de 1,00m, tem-se:

$$A = Y \times 1 \text{ ou } I = \frac{dy}{dx} \quad (9)$$

Assim, pela lei de Darcy, tem-se:

$$Q = Ky \frac{dy}{dx} \text{ ou } Qdx = Ky \times dy \quad (10)$$

Através da integração:

$$Qdx = Ky \times dy \text{ ou } 2c \quad (11)$$

Quando $x = 0$, $y = d$, então:

$$0 = K \frac{d^2}{2} + c \text{ ou, } c = -K \frac{d^2}{2} \text{ e } Qx = K \left(\frac{y^2}{2} - \frac{d^2}{2} \right) \quad (12)$$

Como os valores de d são bem inferiores aos de H , pode-se admitir $d = 0$ e a expressão de Darcy pode ser expressa por:

$$Q = \frac{K}{2 \cdot X} H^2 \quad (13)$$

Quando houver contribuição dos dois lados do tubo o valor de Q deve ser duplicado para cada metro do dreno linear.

Onde:

Q = descarga no meio poroso;

K = coeficiente de permeabilidade;

A = área da seção normal à direção do fluxo;

H = altura máxima do lençol;

X = distância entre o tubo e o ponto de altura máxima do lençol;

I = gradiente hidráulico.

3.6.2.3 Tubos drenos interceptantes

Aos se dimensionar os drenos interceptantes devem-se coletar os dados de chuvas na área a drenar, de maneira a se considerar a precipitação no local em um período histórico por um estudo hidrológico.

Conhecendo o Valor da descarga no meio poroso, utiliza-se de Scobey representadas nas equações (14) e (15), tão quanto a fórmula de Hazen-Willians, representadas nas equações (16) e (17) para determinação dos diâmetro dos tubos.

Equação de Scobey:

$$V = 0,269 \times c \times D^{0,625} \times I^{0,50} \quad (14)$$

ou

$$Q = 0,2113 \times c \times D^{0,625} \times I^{0,50} \quad (15)$$

Equação de Hazen-Willians

$$V = 0,355 \times c \times D^{0,63} \times I^{0,54} \quad (16)$$

ou

$$Q = 0,2785 \times c \times D^{2,63} \times I^{0,54} \quad (17)$$

onde:

V = velocidade do escoamento (m/s);

Q = vazão (m/s);

D = diâmetro (m);

I = declividade do dreno (m/m);

c = coeficiente que depende da rugosidade das paredes internas do tubo. Para os tubos PEAD, adota-se C=150.

Vale ressaltar, que segundo o manual do DNIT IPR-724 a vazão a ser exigida em ambas as fórmulas, deve ser igual ao dobro da descarga Q, em virtude da conveniência do tubo trabalhar a meia seção.

Para tal dimensionamento também pode-se utilizar a fórmula de Manning, representada nas equações (18) e (19), conforme descreve (Porto, 2006).

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} \times I_0^{1/2} \quad (18)$$

ou

$$Q = A \times Rh^{2/3} \times I_0^{1/2} \times \frac{1}{n} \quad (19)$$

onde:

V = velocidade do escoamento (m/s);

Q = vazão (m/s);

Rh = Raio hidráulico em função do tirante hidráulico (m);

A = Área molhada, em função do tirante hidráulico (m²);

I₀ = Declividade do dreno (m/m)

n = coeficiente de Manning, que para tubos PEAD corrugados varia entre 0,015 e 0,016.

De acordo com a vazão de influxo obtida, a Tabela 8 ilustra de forma comparativa a determinação do diâmetro do tubo dreno a ser utilizado em função da vazão de influxo, obtidas pela Norma do DNIT- 093 EM – 2006.

Tabela 8 – Diâmetro do tubo em função da vazão de influxo

Diâmetro nominal	Área total mínima das aberturas por comprimento de tubo (cm²/m)	Vazão de Influxo mínima(cm³/s.m)
80	100	2925
100	120	4940
170	180	10030
230	220	14270

Fonte: DNIT-093 (2006)

3.6.2.4 Tubos drenos cegos

A utilização de drenos cegos é prevista quando o volume de água a interceptar é pequeno, dada sua baixa capacidade drenante. O cálculo da vazão é feita única e simplesmente pela fórmula de Darcy, tendo o problema quase sempre em uma definição da área A de vazão do dreno ou um material com a condutividade hidráulica K capaz de permitir a vazão face à descarga Q, anteriormente obtida (IPR. Publ., 724, 2006).

$$Q = K \times A \times I$$

Sendo que “Q” é vazão do dreno, igual à descarga de projeto (m³/dia); “K” é o coeficiente de condutividade hidráulica do material drenante usado (m/dia); “A” é a área da seção transversal do dreno, geralmente de forma retangular (m²) e “I” é o gradiente hidráulico do dreno considerado igual à sua declividade (m/m).

A área A comumente é retangular e com isto $A = b.h$, de modo que se faz necessário fixar uma dimensão para obter a outra. Geralmente fixa-se b (largura) para se obter “h” (IPR. Publ., 724, 2006).

Dessa forma preenche-se com o material selecionado de granulometria equivalente ao material filtrante, contido nessa área “A”.

O manual ainda frisa a necessidade de se determinar o comprimento crítico que é dado pela distância entre o centro do tubo dreno e o centro da cota mais alta da franja do lençol freático rebaixado, nos pontos em que a tubulação atinja a capacidade de serviço. Dessa forma, indica-se um ponto com tubo de alívio que será o desague (IPR. Publ., 724, 2006). O manual fornece 02 (duas) alternativas nesses pontos críticos, sendo elas a elevação do diâmetro ou o aumento do número de linhas de drenagem.

$$L = Q / q \quad (20)$$

onde:

L = Comprimento crítico (m);

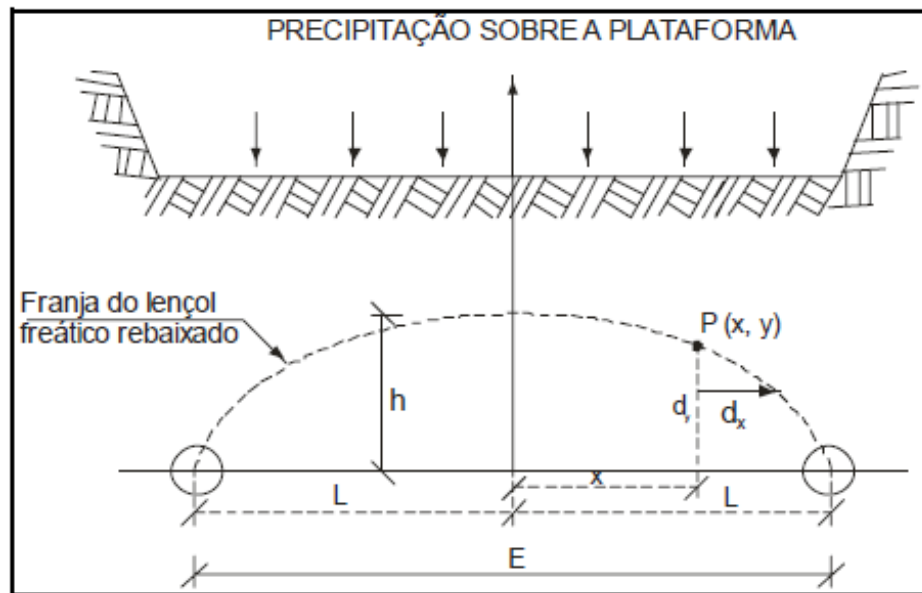
Q = vazão do admissível do dreno (m³/dia);

q = contribuição que o dreno recebe por metro linear (m³/s/m)

Segundo as recomendações do manual, em projetos que há a necessidade de utilização de drenos longitudinais, ou seja, que interliguem as linhas de drenagem da seção em corte, é necessário que se saiba o número de linhas para que se consiga a área da drenagem.

A Figura 12 ilustra o esquema do comprimento crítico em uma seção do sistema drenante.

Figura 12 – Comprimento crítico do sistema drenante



Fonte: IPR-724 (2006), pág.258.

Igualando a vazão da água infiltrada pela precipitação com a capacidade drenante dos tubos, obtém-se o dimensionamento conforme (IPR. Publ., 724, 2006).

Cálculo da água infiltrada.

Sendo x o comprimento da faixa de um metro de largura, tem-se:

$$A_i = l \times x \quad (21)$$

e a descarga proveniente da infiltração, por sua vez, será:

$$Q = q \times A_i \text{ ou } Q = q \times A_i \quad (22)$$

Considerando a lei de Darcy, esta carga deverá ser escoada por meio poroso:

$$Q = K \times A \times l \quad (23)$$

Tendo A = área total da seção do dreno, num ponto $P (X,Y)$, ter-se-á para o gradiente hidráulico

$$I = - \frac{dy}{dx} \quad X \quad (24)$$

Porém, $A = 1 \times y$, então:

Como a água infiltrada deverá ser escoada pelo dreno, têm-se igualando (22) com (24):

$$qx = - Ky \frac{dy}{dx} \quad \text{ou} \quad qx \times dx + ky \times dy = 0 \quad (25)$$

Integrando, têm-se:

$$qx^2 + ky^2 = C \quad (26)$$

Para determinação da constante, faz-se $x = 0$, resultando, $y = h$ e $C = Kh^2$

Então, têm-se:

$$qx^2 + Ky^2 = Kh^2 \quad (27)$$

ou, dividindo-se ambos os membros por q :

$$x^2 + \frac{Kh^2}{q} = \frac{K}{q} h^2 \quad (28)$$

Dividindo-se, ambos os membros por Kh^2/q , $y = 0$ e $x = L$, tem-se:

$$L^2 = \frac{K}{q} h^2 \quad (29)$$

Dividindo (29) em (28), obtém-se

$$\frac{x^2}{L^2} + \frac{h^2}{h^2} = 1 \quad (30)$$

que é a equação de uma elipse cujos semi-eixos são a metade da distância entre os drenos e a altura igual à altura máxima do lençol freático, situada no meio da distância entre os drenos.

Sendo $E = L/2$, obtém-se:

$$E = 2h \sqrt{\frac{k}{q}} \quad (31)$$

que é o espaçamento máximo permissível e dá ao projetista a possibilidade de verificar se no projeto há necessidade de serem usados duas, três ou mais linhas de drenos, guardando entre si distâncias inferiores a E .

Nas equações, tem-se os seguintes termos:

E = espaçamento das linhas dos drenos (m);

h = altura do lençol freático acima da linha dos drenos, após sua construção (m);

K = condutividade hidráulica do solo (m/s);

q = contribuição da infiltração por m^2 de área sujeita à precipitação ($m^3/s/m^2$);

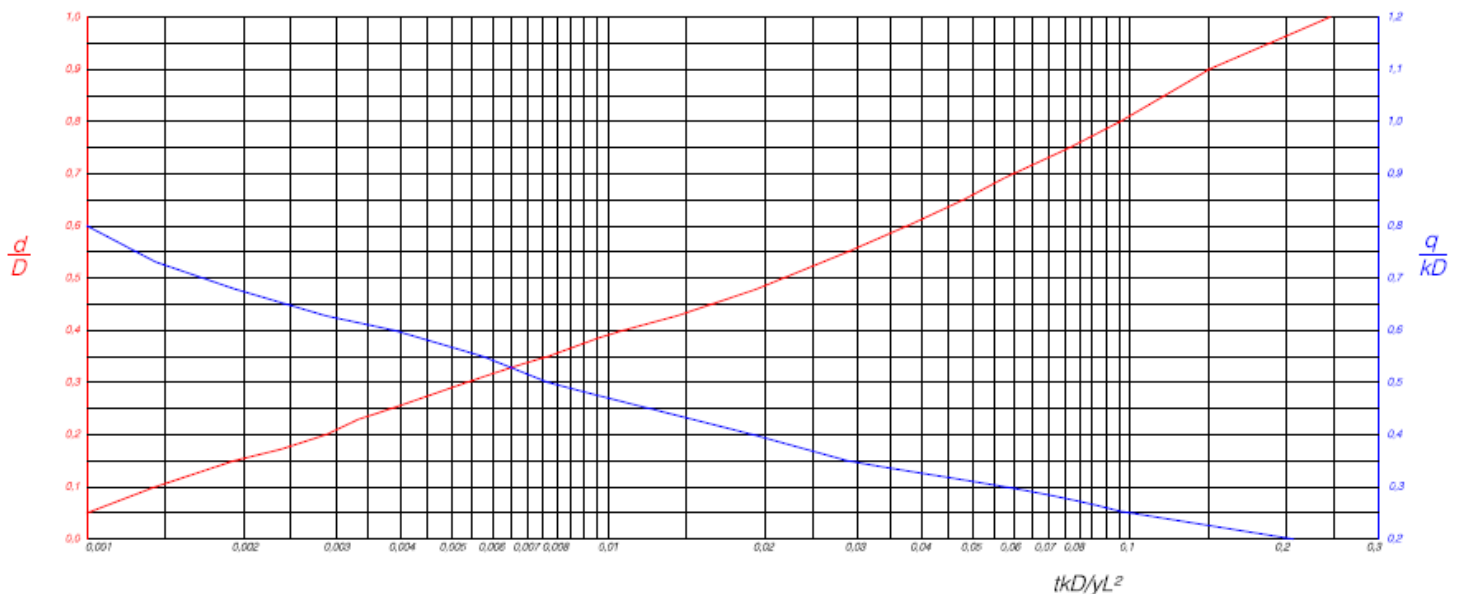
I = gradiente hidráulico (m/m).

Segundo as recomendações do manual, em projetos que há a necessidade de utilização de drenos longitudinais, ou seja, que interliguem as linhas de drenagem da seção em corte, é necessário que se saiba o número de linhas para que se consiga a área da drenagem

(McClelland, 1943) propõe o dimensionamento de trincheiras drenantes de forma a se escolher uma geometria para o sistema drenante e assim determinar as cotas e distâncias para o nível do lençol freático rebaixado, similar a forma descrita nos manuais do DNIT. (Maccaferri, 2009) traz seus métodos em seu informe técnico apresentando o ábaco de McClelland que introduz o projetista ao dimensionamento do sistema correlacionando as distâncias e cotas das da geometria do sistema drenante.

A Figura 13 mostra o ábaco de McClelland (1943) para elaboração do dimensionamento do sistema.

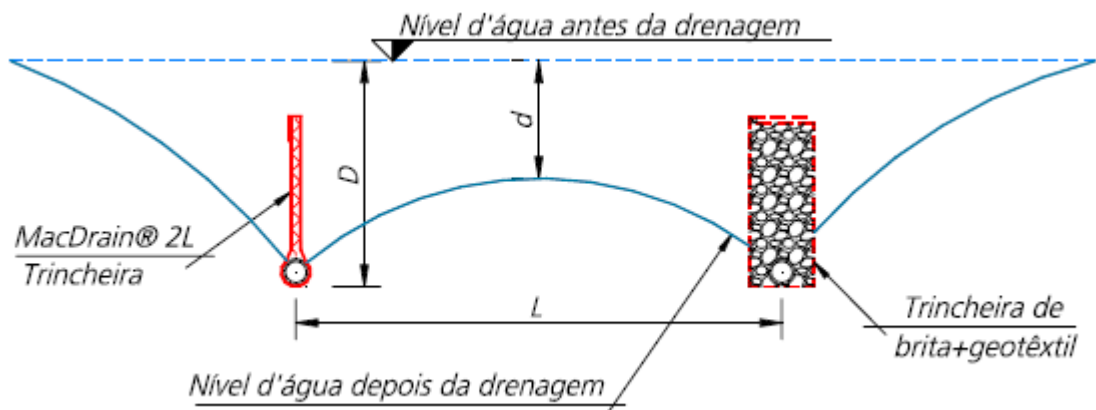
Figura 13 – Ábaco de McClelland (1943)



Fonte: Informe Técnico Maccaferri (2009)

A Figura 14 ilustra a situação do sistema do lençol freático após o rebaixamento do nível d'água.

Figura 14 – Seção tipo do sistema drenante



Fonte: Informe Técnico Maccaferri (2009)

Nas Figuras, tem-se os seguintes termos:

D = Diferença de cota entre o dreno e o lençol freático à rebaixar (m);

d = Diferença de cota da franja capilar e o nível do lençol freático à rebaixar (m);

L = Distância entre os drenos (m);

y = Água livre no solo, Sendo 0,05 para siltes;

K = Permeabilidade do solo (m/s);

t = Tempo estimado para drenar (dias);

q = contribuição que o dreno recebe por metro linear ($m^3/s/m$)

Para fins de cálculo, deve-se realizar a relação d/D e ir na ordenada esquerda, traçando uma reta até que se intercepte a linha vermelha do ábaco, donde se achará o valor na abscissa correspondente a relação tkD/yL^2 . Com esse mesmo valor de tkD/yL^2 traça-se um linha na vertical até se interceptar a linha azul do ábaco, espelhando para a ordenada da relação q/KD .

Dessa equação se obtém o valor da contribuição que o dreno recebe por metro linear “q” que se faz necessário nas equações (20) e (31). A Tabela 9 traz alguns valores típicos de permeabilidade conforme o tipo de solo, utilizados em projetos de drenagem profunda com utilização de Macdrains.

Tabela 9 – Coeficientes de permeabilidade por tipo de solo

Permeabilidade	Tipo de solo	k (m/s)
Solos permeáveis		
Alta	Pedregulhos	$> 10^{-3}$
Alta	Areias	10^{-3} a 10^{-5}
Baixa	Siltes e argilas	10^{-5} a 10^{-7}
Solos impermeáveis		
Muito baixa	Argila	10^{-7} a 10^{-9}
Baixíssima	Argila	$< 10^{-9}$

Fonte: J.A.R. Ortigão (2007), p.104.

Após dimensionamento do sistema levam-se em consideração fatores redutivos uma vez que o desgaste natural do sistema e a intervenção do meio onde se é instalado o sistema pode intervir no funcionamento do mesmo. Dessa forma é necessário que se dimensione uma vazão do sistema a uma pressão exercida pelo

solo devido a profundidade do dreno. Segundo CHIARI, *et al* (2009), a fim de se determinar a vazão admissível do sistema do geocomposto drenante, deve-se adotar um coeficiente de empuxo “ K_0 ” para se determinar a tensão (P) a qual o sistema esta submetido no repouso

$$P = \gamma \times h \times K_0 \quad (32)$$

onde:

h = Altura da trincheira;

γ = peso específico do solo (kN/m²);

K_0 = Coeficiente de empuxo

A Tabela 10 a seguir, ilustra os valores do coeficiente de empuxo (K_0) em repouso para os geocomposto drenantes.

Tabela 10 – Valores do coeficiente de empuxo

Solo	K_0
Argila	0.70 a 0.75
Areia Solta	0.45 a 0.50
Areia Compacta	0.40 a 0.45

Fonte: CHIARI, TAFARELO, ANANIAS (2009)

Jacky (1944) propõe um método de dimensionamento de coeficiente de empuxo com uma equação empírica que leva em consideração o ângulo de atrito

drenado, obtido por ensaio de cisalhamento direto. A equação (33) demonstra a seguinte determinação. Na fórmula, α é o ângulo de atrito drenado.

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen} \alpha \quad (33)$$

Levando-se em consideração solos normalmente adensados e finos, Massarsch (1979) propões um método de obtenção de coeficiente de empuxo do qual considera o Índice de Plasticidade. A equação (34) ilustra o método.

$$K_0 = 0,44 + 0,42 \left[\frac{I.P. (\%)}{100} \right] \quad (34)$$

Com os valores de “ K_0 ” determinados, pela equação (31), obtém-se o valor da tensão atuante sobre o dreno pela carga de solo. Sendo assim, com as informações da Tabela 11 e os resultados da equação (31) é possível se obter as vazões do sistema em determinadas pressões de funcionamento do dreno.

Tabela 11 – Valores do gradiente hidráulico a determinadas pressões

Capacidade de Vazão do MacDrain® 2L TD	
Pressão [kPa]	Vazão [l/s.m]
10	2,84
20	2,17
50	1,35
100	0,41

Fonte: Informativo Técnico da Maccaferri (2009).

O sistema drenante está suscetível a fenômenos naturais dos quais podem a intervir na eficiência dos drenos. Tais intervenções não interrompem o fluxo d'água completamente até a ineficiência do dreno, contudo, reduzem o valor da vazão através da superfície do geocomposto. Essas intervenções estão relacionadas a fatores como intrusão de solo pelos drenos, acomodação do sistema ao longo do tempo perante as tensões do solo atuante na superfície do geotêxtil pelo fenômeno da fluência, ataques químicos e biológicos ao sistema drenante pela ação natural do meio, causando desgaste do material.

Pensando nisso, Korner (1998) propôs os seguintes coeficientes de redução no cálculo da vazão admissível do sistema, sendo eles inversamente proporcionais aos parâmetros comentados.

$$Fr_{IN} = 1,05 \text{ (Intrusão do solo)}$$

$$Fr_{CR} = 1,20 \text{ (Fluência)}$$

$$Fr_{CC} = 1,10 \text{ (Colmatação química)}$$

$$Fr_{BC} = 1,15 \text{ (Colmatação Biológica)}$$

Dessa maneira, com os fatores redutivos apresentados por Korner (1998), obtém-se o valor da vazão admissível do sistema, pela equação (35), uma vez que “Q” é a capacidade de vazão do geotêxtil ou a capacidade de vazão dos tubos nos cálculos de Manning ou Hazen-willians.

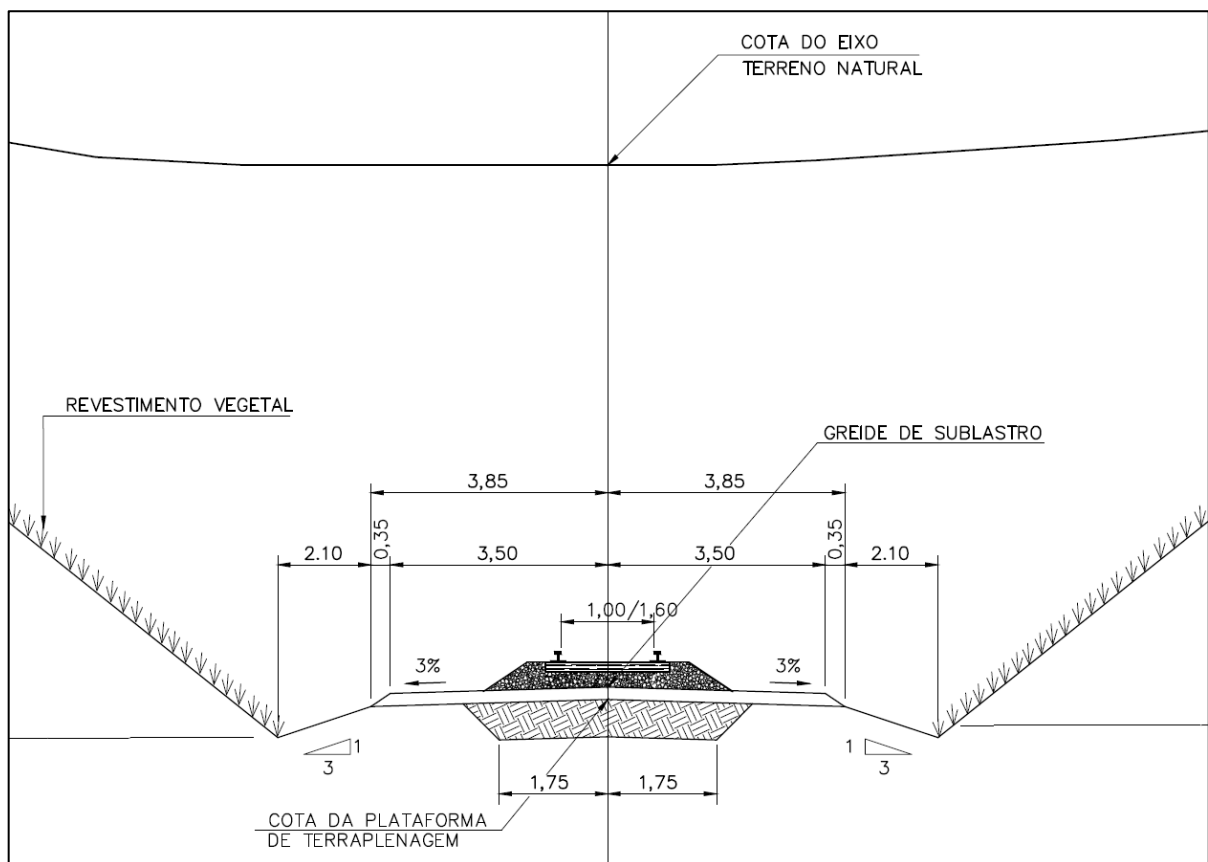
$$Q_{admMD} = \frac{Q}{(Fr_{IN} \cdot Fr_{CR} \cdot Fr_{CC} \cdot Fr_{BC})} \quad (35)$$

Ao se obter o dimensionamento da vazão do sistema, determina-se a utilização do tubo com a capacidade de suportar determinada vazão. Levando-se em consideração os tubos com diâmetros comerciais, optou-se pela utilização de geodrenos de material polimérico PEAD corrugado flexível perfurado, com os diâmetros propostos pelo SICRO 2 do DNIT, obtendo eles 80, 100, 170 e 230 milímetros de diâmetro.

4 METODOLOGIA E ANÁLISE DE RESULTADOS

O trabalho em questão tem a finalidade de analisar os parâmetros geotécnicos de um projeto de ferrovia e verificar a necessidade de implantação de drenos profundos e uma reflexão sobre a viabilidade técnico-financeiro. Para elaboração das análises, utilizou-se os manuais de projeto rodoviário, haja vista a similaridade dos projetos e a ausência de documentos normativos para a área da malha ferroviária. O trecho do projeto em questão localiza-se no estado do goiás e possui uma extensão de 59 km + 155 metros , contendo trechos em corte e aterro. A Figura 15 ilustra a seção tipo do greide da ferrovia.

Figura 15 – Seção tipo do greide da ferrovia



Fonte: Construtor.

4.1 Ensaios laboratoriais

Para se realizar a análise da permeabilidade local, realizou-se uma campanha de ensaios geotécnicos dentre eles caracterização, limites de atterberg, granulometria e permeabilidade. Para isso, foram realizados as retiradas de dois blocos indeformados, a fim de se obter todos os parâmetros e características do mesmo. Foram realizados também, ensaios de cisalhamento direto afim de se obter os parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo. A Figura 16 ilustra a preparação das amostras de solo.

Figura 16 – Preparação das amostras de solos para ensaios geotécnicos



Fonte: Próprio autor.

Nesta etapa foram coletados 1500g de amostra de cada solo, que foram levadas a estufa para secagem. Após repouso das amostras pelo período de três dias, o solo preparado foi retirado e as amostras foram destorroadas no almofariz, com intuito de segregar os grânulos maiores. Posteriormente, as amostras foram coletadas e passadas na peneira de abertura #40, com intuito selecionar a granulometria. O solo em questão foi confinado em sacolas plásticas para evitar a contaminação do mesmo e possibilitar a reutilização em futuros ensaios.

4.1.1 Limites de Plasticidade e Liquidez

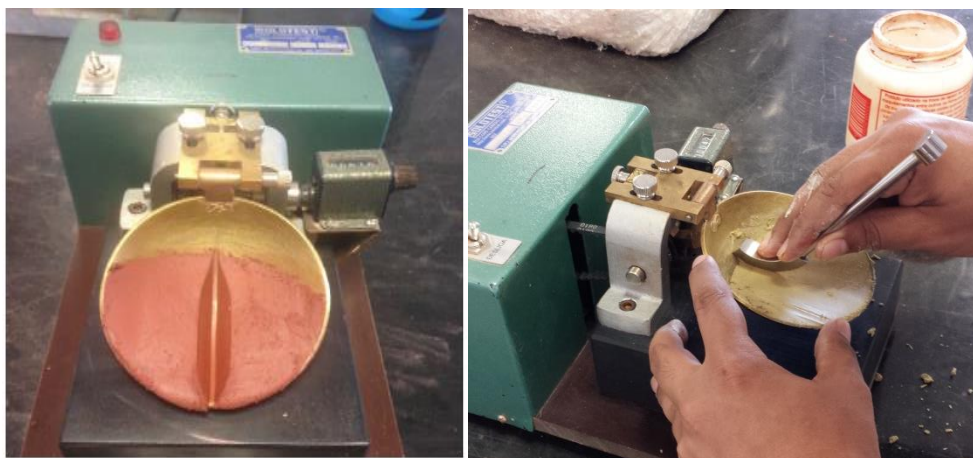
Com as amostras separadas e preparadas realizou-se os ensaios de limite de liquidez e de plasticidade para ambas, conforme as normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84 consecutivamente.

Primeiramente fora coletado uma quantidade de solo, misturando posteriormente com uma quantidade de água, a fim de se obter a umidade correta para realização do ensaios. A mistura era realizada conforme as orientações da norma com espátula e adição de água, até que a amostra se encontrasse homogênea e úmida. A partir de então era coletado uma parte e colocada de forma correta sobre a concha do aparelho de casa grande, abrindo-se posteriormente com o cinzel uma cava. Daí em diante executou-se o ensaio até que se alcançassem as quantidades de golpes necessários para o fechamento de 13,0 mm da ranhura na umidade correta, sendo elas de 35, 30, 25, 20 e 15 golpes conforme a norma.

Para realização do ensaio de Limite de Plasticidade, tomou-se uma quantidade de amostra anteriormente preparada conforme a norma e moldou-se os fios de solo que foram rolados contra a placa de vidro até que se atingisse 3,0 mm de diâmetro e 10 mm de comprimento. Dessa forma realizou-se a coleta dessa amostra e levou-se a estufa para determinação da umidade, conforme a NBR 6457/1986.

A Figura 17 ilustra a execução do ensaio limite de liquidez nos laboratório do Uniceub Campus Asa Norte.

Figura 17 – Realização do ensaio de Limite de Liquidez



Fonte: HASAAN Engenharia e Próprio Autor

Baseando-se nos ensaios foi possível observar que o Limite de Liquidez do solo de cor amarela foi de 54,68%.

Para o ensaio de Limite de Plasticidade da amostra amarela foi obtido o valor de 33,14%. Sendo assim, com a equação (1) obteve-se o valor do índice de plasticidade que equivale a 21,54%.

Os resultados obtidos para o Limite de Liquidez da referente amostra encontram-se discriminados na Tabela 12 e Figura 18. Os resultados do Limite de Plasticidade encontram-se na Tabela 13.

Tabela 12 – Resultados do ensaio de Limite de Liquidez (Solo Amarelo)

Nº da capsula	30	45	20	3	47
Nº de golpes	37	32	27	22	18
Peso da Cápsula (g)	15,26	13,54	14,29	13,04	13,60
Peso da Cápsula (g) + Solo Úmido (g)	41,16	40,71	41,30	40,44	51,13
Peso da Cápsula (g) + Solo Seco (g)	32,41	31,40	31,80	30,63	37,39
Umidade (%)	51,04	52,09	54,29	55,80	57,72
				LL (%):	54,68

Figura 18 - Resultado do ensaio de Limite de Liquidez (Solo Amarelo)

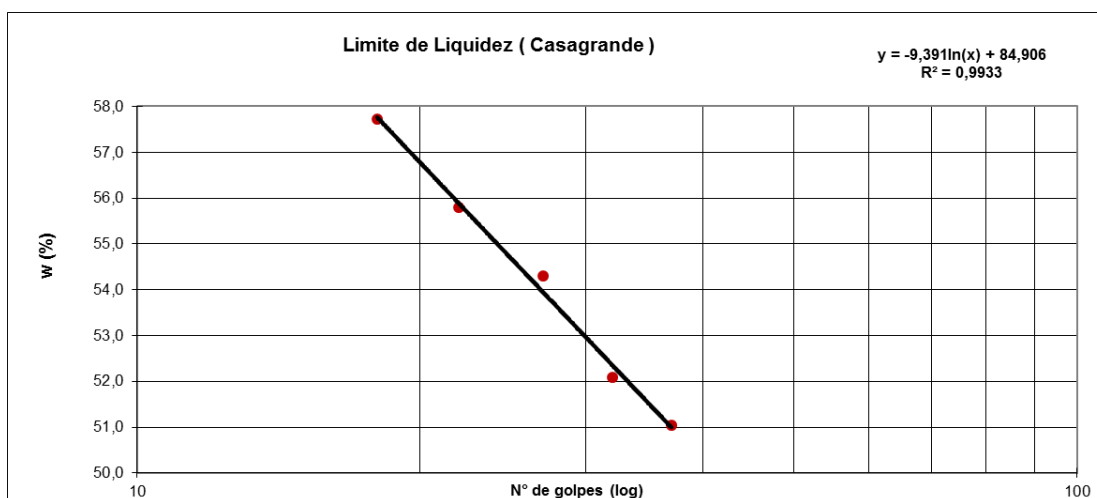


Tabela 13 – Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade (Solo Amarelo)

Nº da capsula	64	70	133	105	103
Peso da Cápsula (g)	5,82	5,91	6,04	5,61	6,04
Peso da Cápsula (g) + Solo Úmido (g)	7,55	8,14	7,84	7,37	7,13
Peso da Cápsula (g) + Solo Seco (g)	7,13	7,58	7,39	6,93	6,86
Umidade (%)	32,5	33,5	34,0	33,4	32,4
LP(%):				33,14	

Já para o solo de características avermelhada foi possível observar que o valor do seu Limite de Liquidez foi de 54,99%.

Para o ensaio de Limite de Plasticidade da amostra de cor vermelha foi obtido o valor de 37,32%. Sendo assim, com a equação (1) obteve-se o valor do índice de plasticidade que equivale a 17,68%.

Os resultados obtidos para o Limite de Liquidez da referente amostra encontram-se discriminados na Tabela 14 e Figura 19. Os resultados do Limite de Plasticidade encontram-se na Tabela 15.

Tabela 14 – Resultados do ensaio de Limite de Liquidez (Solo Vermelho)

Nº da capsula	114	110	56	52	66
Nº de golpes	35	30	25	20	15
Peso da Cápsula (g)	5,57	5,77	5,95	5,99	5,77
Peso da Cápsula (g) + Solo Úmido (g)	22,34	24,93	23,52	24,55	25,16
Peso da Cápsula (g) + Solo Seco (g)	16,55	18,22	17,32	17,84	17,98
Umidade (%)	52,72	53,82	54,59	56,63	58,75
				LL (%):	54,99

Figura 19 - Resultado do ensaio de Limite de Liquidez (Solo Vermelho)

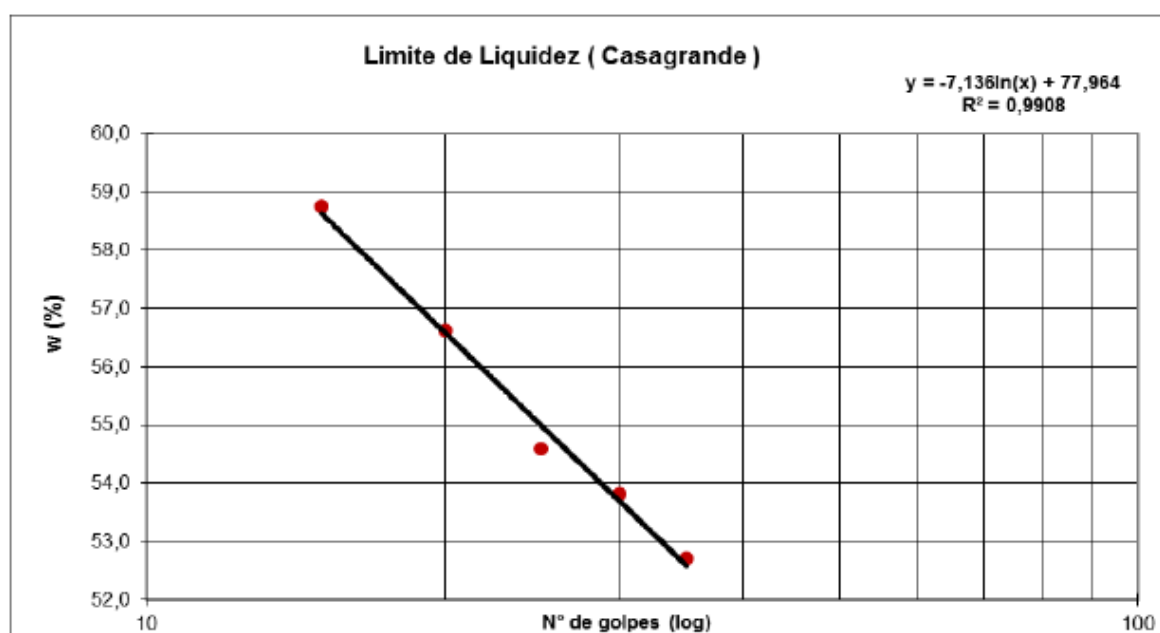


Tabela 15 – Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade (Solo Vermelho)

Nº da capsula	67	87	93	106	99
Peso da Cápsula (g)	5,82	6,06	6,21	6,10	5,75
Peso da Cápsula (g) + Solo Úmido (g)	7,91	7,51	7,90	7,85	7,70
Peso da Cápsula (g) + Solo Seco (g)	7,35	7,12	7,44	7,37	7,16
Umidade (%)	37,0	37,4	37,1	37,5	37,6
				LP(%):	37,32

4.1.2 Ensaio de Granulometria

Para realização do ensaio de granulometria, foi levado em consideração as orientações da norma NBR 7181/1984. Foram preparadas duas amostras para cada tipo de solo, sendo uma imersa em água e outra em defloculante. A partir de então foi realizado os ensaios de granulometria e sedimentação. A Tabela 16 traz o resultado do ensaio de granulometria realizado para a amostra de solo de cor amarelada.

Tabela 16 – Diâmetro dos grãos (Solo Amarelo)

Com Defloculante		Sem Defloculante	
d (mm)	% mat. passa	d (mm)	% mat. passa
50,80	100	50,80	100
38,10	100	38,10	100
25,40	100	25,40	100
19,10	100	19,10	100
9,52	100	9,52	100
4,76	99,96	4,76	99,96
2,00	99,91	2,00	99,91
1,190	99,87	1,190	99,82
0,590	99,01	0,590	99,26
0,420	98,33	0,420	98,54
0,250	96,35	0,250	95,81
0,149	92,32	0,149	88,57
0,074	82,17	0,074	69,90
0,0561	67,07	0,0612	61,07
0,0409	57,93	0,0442	54,22
0,0299	47,66	0,0325	40,53
0,0212	37,39	0,0228	32,54
0,0154	28,48	0,0165	23,54
0,0113	24,88	0,0123	16,14
0,0082	18,44	0,0087	11,39
0,0059	14,37	0,0062	10,32
0,0042	12,09	0,0044	5,82
0,0030	7,30	0,0032	2,99
0,0022	3,50	0,0023	0,83
0,0012	0,36	0,0013	0,80

As Tabelas 17 e 18 a seguir, ilustram a granulometria do material em porcentagem de quantidade de solo de acordo com o diâmetro das partículas, para as amostras de solo amarelo com solução aquosa e defloculante. A Figura 20 ilustra a curva granulométrica da amostra de solo amarelada.

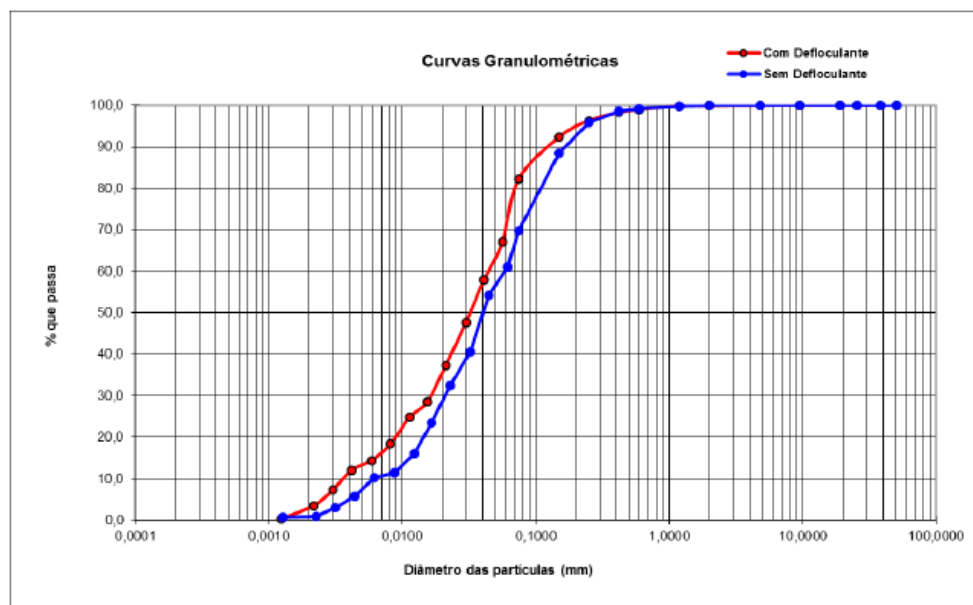
Tabela 17 – Distribuição do tipo de solo – Com Defloculante (Solo Amarelo)

Tipo de Solo	Tamanho dos Grãos	% constituinte
Pedregulho Grosso	20 mm < d < 60 mm	0,0
Pedregulho Médio	6 mm < d < 20 mm	0,0
Pedregulho Fino	2 mm < d < 6 mm	0,1
Areia Grossa	0,6 mm < d < 2,0 mm	0,9
Areia Média	0,2 mm < d < 0,6 mm	4,7
Areia Fina	0,06 mm < d < 0,2 mm	24,0
Silte	0,02 mm < d < 0,06 mm	67,4
Argila	< 0,002 mm	2,9

Tabela 18 – Distribuição do tipo de solo – Sem Defloculante (Solo Amarelo)

Tipo de Solo	Tamanho dos Grãos	% constituinte
Pedregulho Grosso	20 mm < d < 60 mm	0,0
Pedregulho Médio	6 mm < d < 20 mm	0,0
Pedregulho Fino	2 mm < d < 6 mm	0,1
Areia Grossa	0,6 mm < d < 2,0 mm	0,6
Areia Média	0,2 mm < d < 0,6 mm	7,0
Areia Fina	0,06 mm < d < 0,2 mm	32,0
Silte	0,02 mm < d < 0,06 mm	59,4
Argila	< 0,002 mm	0,9

Figura 20 – Curva granulométrica (Solo Amarelo)



Para o material de cor avermelhada, foram realizados os mesmo ensaios e análise de tais parâmetros. A Tabela 19 traz o resultado do ensaio de granulometria realizado para a amostra do referente material.

Tabela 19 – Diâmetro dos grãos (Solo Vermelho)

Com Defloculante		Sem Defloculante	
d (mm)	% mat. passa	d (mm)	% mat. passa
50,80	100	50,80	100
38,10	100	38,10	100
25,40	100	25,40	100
19,10	100	19,10	100
9,52	100	9,52	100
4,76	100	4,76	100
2,00	100	2,00	100
1,190	99,99	1,190	99,86
0,590	99,81	0,590	99,54
0,420	99,73	0,420	99,31
0,250	99,54	0,250	98,35
0,149	98,78	0,149	94,56
0,074	91,52	0,074	81,44
0,0533	78,77	0,0586	72,88
0,0386	72,01	0,0428	62,74
0,0280	65,25	0,0311	53,72
0,0197	56,24	0,0221	42,46
0,0144	47,23	0,0159	35,90
0,0108	38,21	0,0119	26,89
0,0079	29,11	0,0085	21,25
0,0058	19,96	0,0061	15,62
0,0042	12,07	0,0044	11,25
0,0030	6,66	0,0031	6,22
0,0021	4,37	0,0022	2,99
0,0012	1,61	0,0013	3,02

As Tabelas 20 e 21 a seguir, ilustram a granulometria do material em porcentagem de quantidade de solo de acordo com o diâmetro das partículas, para as amostras de solo avermelhado com solução aquosa e solução defloculante. A Figura 21 ilustra a curva granulométrica da amostra de solo avermelhado.

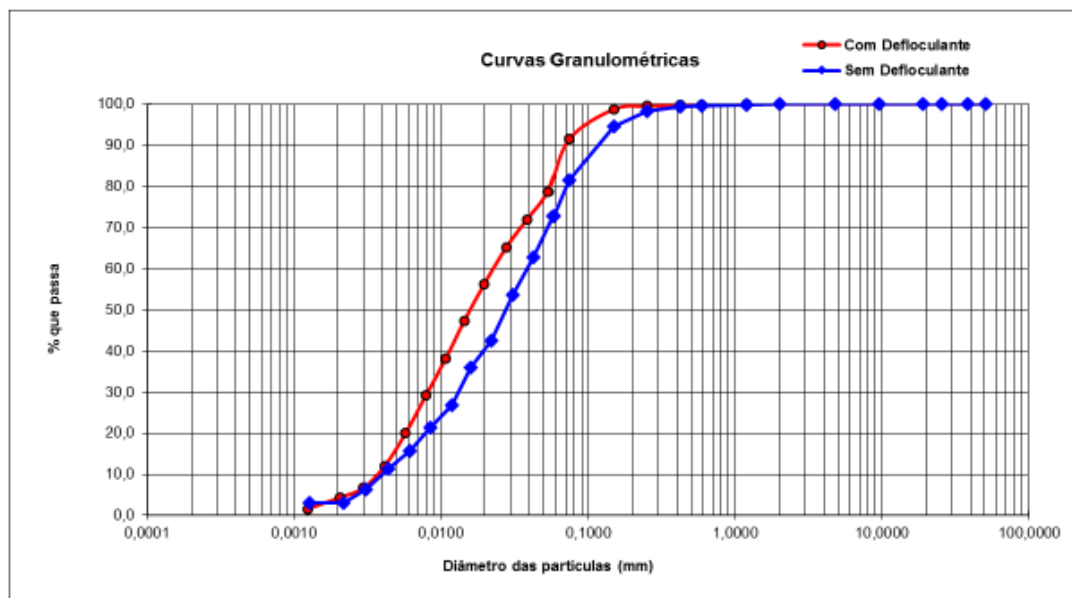
Tabela 20 – Distribuição do tipo de solo – Com Defloculante (Solo Vermelho)

Tipo de Solo	Tamanho dos Grãos	% constituinte
Pedregulho Grosso	20 mm < d < 60 mm	0,0
Pedregulho Médio	6 mm < d < 20 mm	0,0
Pedregulho Fino	2 mm < d < 6 mm	0,0
Areia Grossa	0,6 mm < d < 2,0 mm	0,2
Areia Média	0,2 mm < d < 0,6 mm	0,7
Areia Fina	0,06 mm < d < 0,2 mm	16,2
Silte	0,02 mm < d < 0,06 mm	78,8
Argila	< 0,002 mm	4,2

Tabela 21 – Distribuição do tipo de solo – Sem Defloculante (Solo Vermelho)

Tipo de Solo	Tamanho dos Grãos	% constituinte
Pedregulho Grosso	20 mm < d < 60 mm	0,0
Pedregulho Médio	6 mm < d < 20 mm	0,0
Pedregulho Fino	2 mm < d < 6 mm	0,0
Areia Grossa	0,6 mm < d < 2,0 mm	0,5
Areia Média	0,2 mm < d < 0,6 mm	3,1
Areia Fina	0,06 mm < d < 0,2 mm	22,7
Silte	0,02 mm < d < 0,06 mm	70,8
Argila	< 0,002 mm	2,9

Figura 21 – Curva granulométrica (Solo Vermelho)



4.1.3 Determinação da Massa específica e Densidade relativa

Para determinação da massa específica dos grãos do solo (ρ_s), foi utilizado os ensaios de picnômetro em banho maria e bomba a vácuo, com o intuito de se retirar o máximo de ar entre as partículas de solo. Para os dois solo obteve-se uma massa específica $\rho_s = 2,75 \text{ g/cm}^3$, resultando numa Densidade relativa $G_s = 2,75$. As Tabelas 22 e 23 apresentam os resultados para os solos amarelo e vermelho respectivamente.

Tabela 22 – Determinação da massa específica do solo (Solo Amarelo)

Ensaio com picnômetro:	A	B	C
Picnômetro N°	1	13	7
Temperatura (°C)	23,0	23,0	23,1
Pic. + água (g)	669,67	670,13	645,23
Pic. + água + solo(g)	701,00	701,51	676,43
G (g/cm ³)	2,76	2,76	2,74
		G_s :	2,75

Tabela 23 – Determinação da massa específica do solo (Solo Vermelho)

Ensaio com picnômetro:	A	B	C
Picnômetro N°	11	2	10
Temperatura (°C)	26,4	26,5	26,5
Pic. + água (g)	703,13	693,86	640,61
Pic. + água + solo(g)	734,88	725,69	672,31
G (g/cm ³)	2,75	2,76	2,74
		G_s :	2,75

A Figura 22 ilustra os picnômetro utilizados para determinação da massa específica dos grãos.

Figura 22 – Picnômetros em repouso após banho Maria com água fervente



Fonte: Cortesia HASAAN Engenharia

4.1.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de Cisalhamento Direto foi realizado com amostras saturadas de 2,0 cm de altura por 5,0 cm de largura. Realizou-se o ensaio em 03 (três) valores de tensão, sendo elas 50 KPa, 100 KPa e 200 KPa. A velocidade da aplicação de carga foi de 0,029 mm/min. A Figura 23 mostra os resultados da curva Tensão x Deslocamento do ensaio de cisalhamento direto, na amostra de solo amarelada. A Figura 24 ilustra a curva de ruptura por Mohr Coulomb.

Figura 23 – Tensão x Deslocamento – Amostra Amarelada

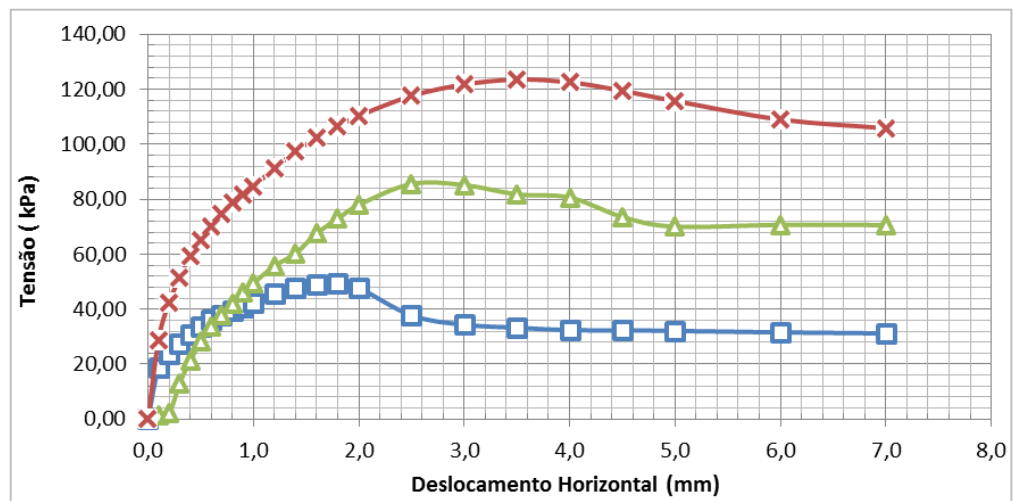
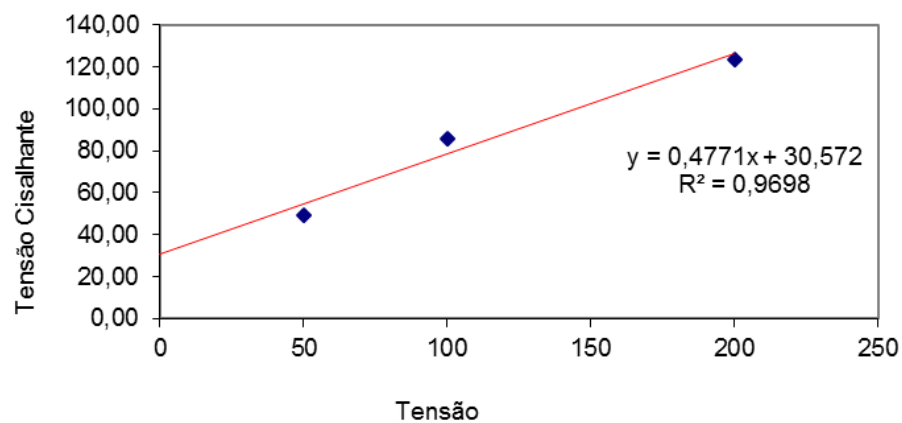


Figura 24 – Curva de ruptura por Mohr Coulomb – Amostra Amarelada



A Figura 25 mostra os resultados da curva Tensão x Deslocamento do ensaio de cisalhamento direto, na amostra de solo Avermelhado. A Figura 26 ilustra a curva de ruptura por Mohr Coulomb.

Figura 25 – Tensão x Deslocamento – Amostra Amarelada

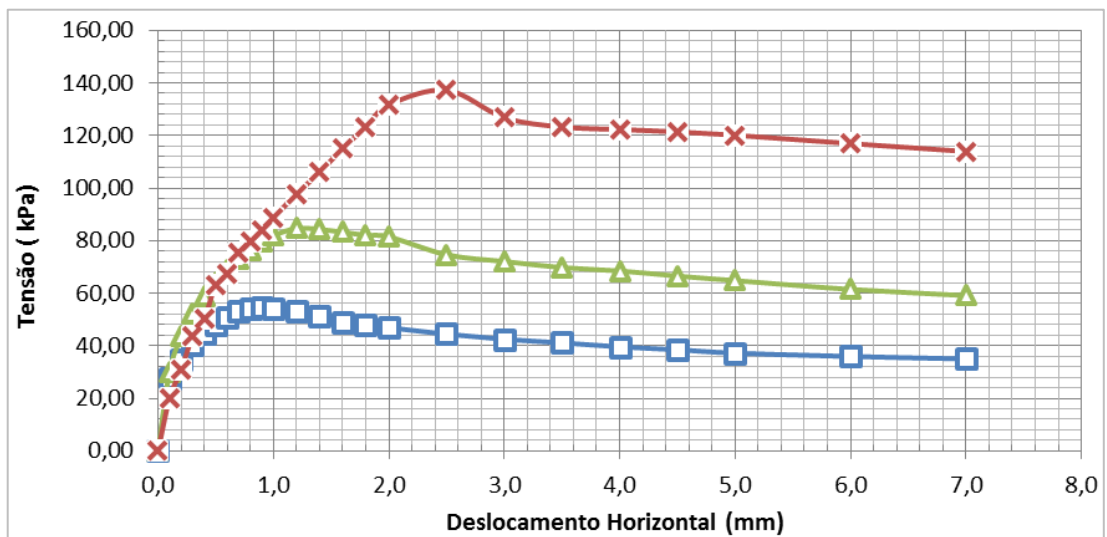
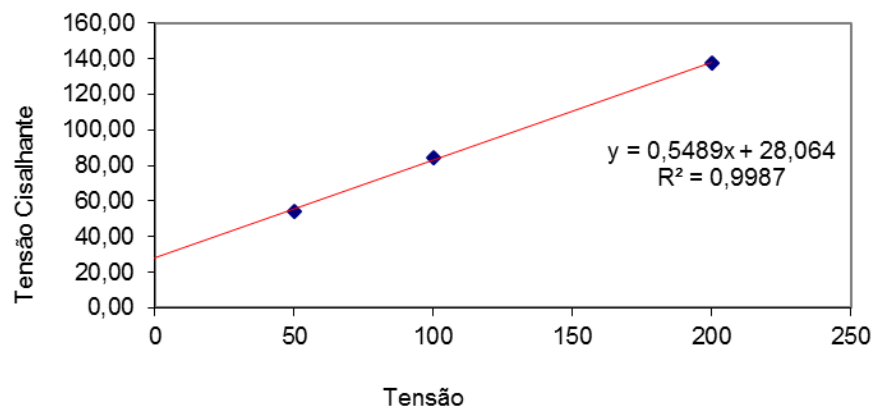


Figura 26 – Curva de ruptura por Mohr Coulomb – Amostra Vermelha



A Tabela 24 mostra os valores de coesão e ângulo de atrito das amostras amarela e vermelha.

Tabela 24 – Valores de coesão e ângulo de atrito em tensão de pico

Amostra	Coesão (KPa)	Ângulo de Atrito (°)
Amarelada	30,6	26,0
Avermelhada	28,1	28,0

4.1.5 Ensaio de Permeabilidade

Para determinação do coeficiente de permeabilidade do solo local, realizou-se para cada amostra o ensaio de permeabilidade em carga variável, uma vez que o solo não era de caráter arenoso. Dessa forma, em conformidade com as orientações da norma NBR 14545/2000, foi retirado um corpo de prova indeformado de forma cilíndrica com dimensões de 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro e inserido ao permeâmetro e instalar as mangueiras na conexão inferior do permeâmetro. Depois de inserido, foi necessário montar o sistema e foi deixado com um pequeno fluxo água até que se observe o vazamento por cima do sistema, o que significa que o corpo de prova está saturado e já se pode realizar o ensaio imediatamente. Sendo assim, retira-se a mangueira e monta-se o sistema para o ensaio.

O ensaio se dá pela alimentação do permeâmetro pelos tubos conectados ao ponto superior e medição da queda da linha d'água na bureta, marcando o intervalo de tempo entre a descida de uma determinada altura (nos ensaios em questão utilizou-se 10 cm). O solo local obteve um coeficiente de permeabilidade para a amostra avermelhada de $K = 2,4 \times 10^{-3}$ cm/s e para a amostra amarelada um valor de $K = 3,7 \times 10^{-5}$ cm/s, tal que os resultados estão descritos nas Tabelas 25 e 26, que apresentam os resultados obtidos nos ensaios para amostra de solo vermelho e amarelo consecutivamente.

Tabela 25 – Determinação do coeficiente de Permeabilidade (Solo Vermelho)

CARGA VARIÁVEL								
Data	Horário	Δt (s)	H1 (cm)	H2 (cm)	H1/H2	Temp. T (°C)	Coeficiente de Permeabilidade (cm/s)	
							KT	K 20°C
9/5/14		7	87,3	75,4	1,16	25,4	2,6E-03	2,4E-03
9/5/14		7	87,3	75,4	1,16	25,5	2,8E-03	2,5E-03
9/5/14		7	87,3	75,4	1,16	25,4	2,8E-03	2,5E-03
K 20°C - Coeficiente de Permeabilidade médio a 20°C (cm/s):								2,4E-03
Observações:						KT = $2,3 \cdot [(a \cdot L) / (A \cdot \Delta t)] \cdot \log(H1/H2)$		

Tabela 26 – Determinação do coeficiente de Permeabilidade (Solo Amarelo)

CARGA VARIÁVEL								
Data	Horário	Δt (s)	H1 (cm)	H2 (cm)	H1/H2	Temp. T (°C)	Coeficiente de Permeabilidade (cm/s)	
							KT	K 20°C
18/5/17		65	87,5	85,5	1,02	25,4	4,6E-05	4,1E-05
18/5/17		73	87,5	85,5	1,02	25,4	4,1E-05	3,6E-05
18/5/17		74	87,5	85,5	1,02	25,4	4,1E-05	3,6E-05
18/5/17		76	87,5	85,5	1,02	26,4	3,9E-05	3,4E-05
K 20°C - Coeficiente de Permeabilidade médio a 20°C (cm/s):								3,7E-05
Observações:							$KT = 2,3 * [(a * L) / (A * \Delta t)] * \log(H1/H2)$	

A Figura 27 ilustra o desmoldar das amostras de solo avermelhada e amarelada, após o ensaio de permeabilidade

Figura 27 – Desmolde da amostra amarelada após ensaio



4.2 Análise do subleito

Para verificação da necessidade de implementação de drenagem profunda, inicialmente foi realizada a análise granulométrica do solo do subleito, a fim de se obter o diâmetro das partículas contidas no trecho. Foram coletados aproximadamente um ensaio de granulometria a cada 05 (cinco) quilômetros e verificados as curvas granulométricas.

Inicialmente realiza-se a verificação das condições propostas pelo manual do DNIT, a fim de se obter a granulometria do material filtrante da trincheira drenante, do qual será obtido de saibreiras comerciais. Desta forma verificou-se a condição de permeabilidade obtida pela equação (3), onde se constatou a necessidade de um material filtrante de diâmetro de 0,11 mm. Para perfeito funcionamento é necessário calcular-se a condição de não entupimento da trincheira, que são obtidos pelas equações (4), (5) e (6), onde se obteve um diâmetro mínimo de 4,96 mm do material filtrante.

Da equação (7) obtém-se a condição de não entupimento do tubo por carreamento de solo. Tendo em vista que o material passante na porcentagem de 85% deveria ser maior ou igual ao diâmetro dos furos contidos no tubo, não se poderia ter furos perfurados com diâmetro maior que 13,0 mm (1,3 cm).

Analisando as especificações do manual do DNIT, com o a fórmula (8) apresentada anteriormente pode-se obter o parâmetro do coeficiente de uniformidade, salvo pela condição da razão de 60% de material passante pela quantidade de 10% de material passante de solo de jazida. Devido a alta granulometria das saibreiras de fornecimento, não se obteve materiais retidos na porcentagem de 10%, o que não confere a condição apresentada.

Por fim, ressalta-se que levando em consideração o solo do subleito foram obtidos valores lineares ao longo do trecho exceto na extensão do km 330 + 600, donde se observa um destoamento na curva granulométrica do material estudado. Desta forma, não foram considerados os valores desse trecho no cálculo, uma vez

que destoaria todos os valores de media e excluiria a validade do parâmetro de coeficiente de uniformidade. Para este caso, se houvesse a necessidade de implementação de drenos cegos, utilizar-se-ia um método diferente de drenagem com determinado solo de empréstimo equivalente para o caso específico ou unicamente utilização com geodrenos. As Figuras 28 a 40, fornecidas pela empresa responsável pelo projeto de execução da ferrovia, ilustram os ensaios de granulometria realizados ao longo do trecho, indicando as porcentagens de 15%, 50% e 85% de solo passante.

Figura 28 – Curva granulométrica da Estaca 285+720

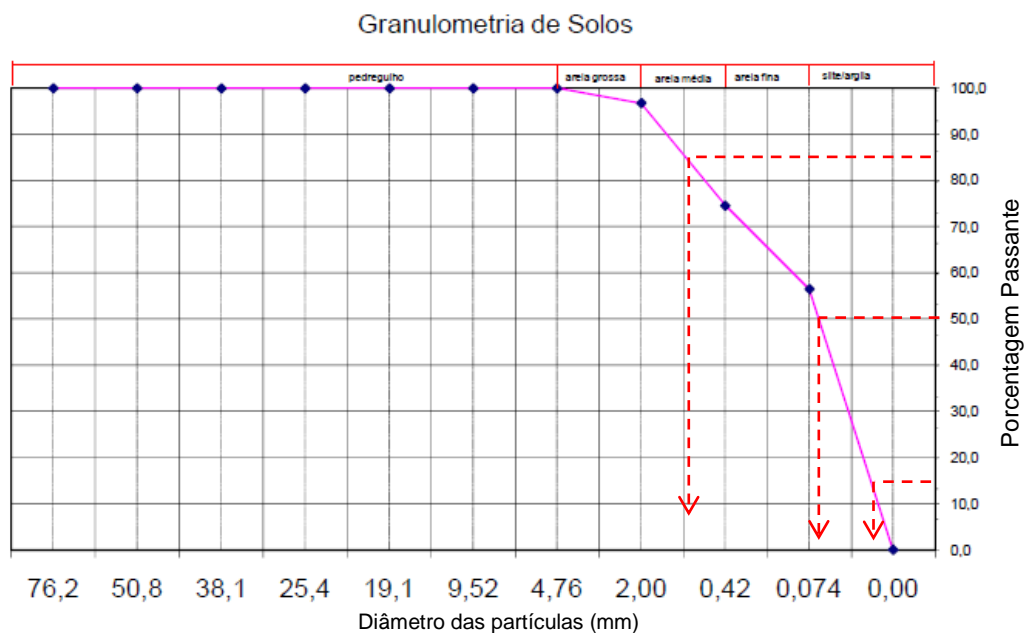


Figura 29 – Curva granulométrica da Estaca 290 + 600

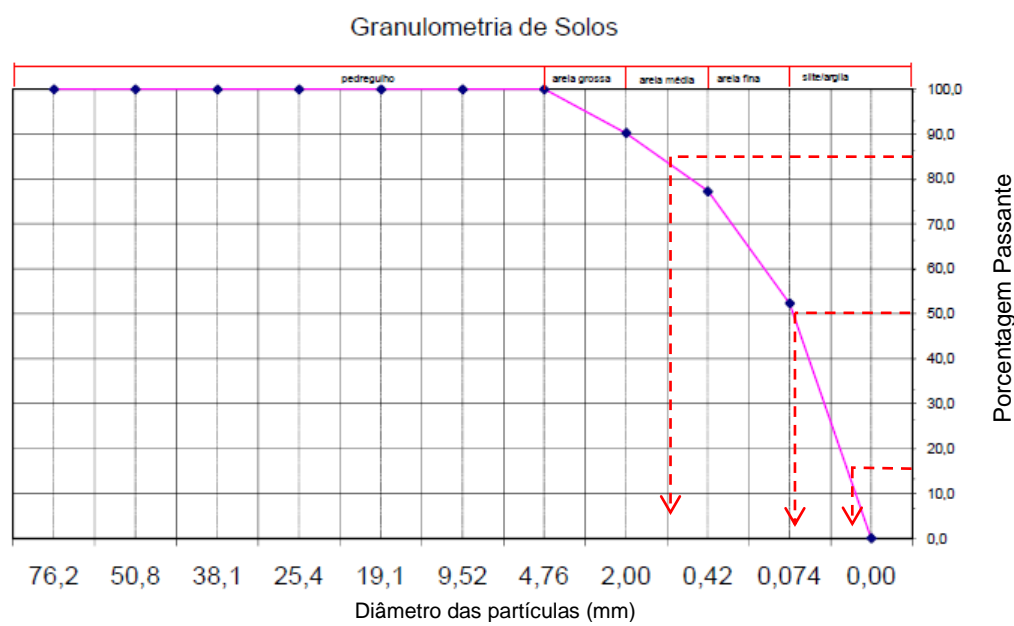


Figura 30 – Curva granulométrica da Estaca 295 + 000

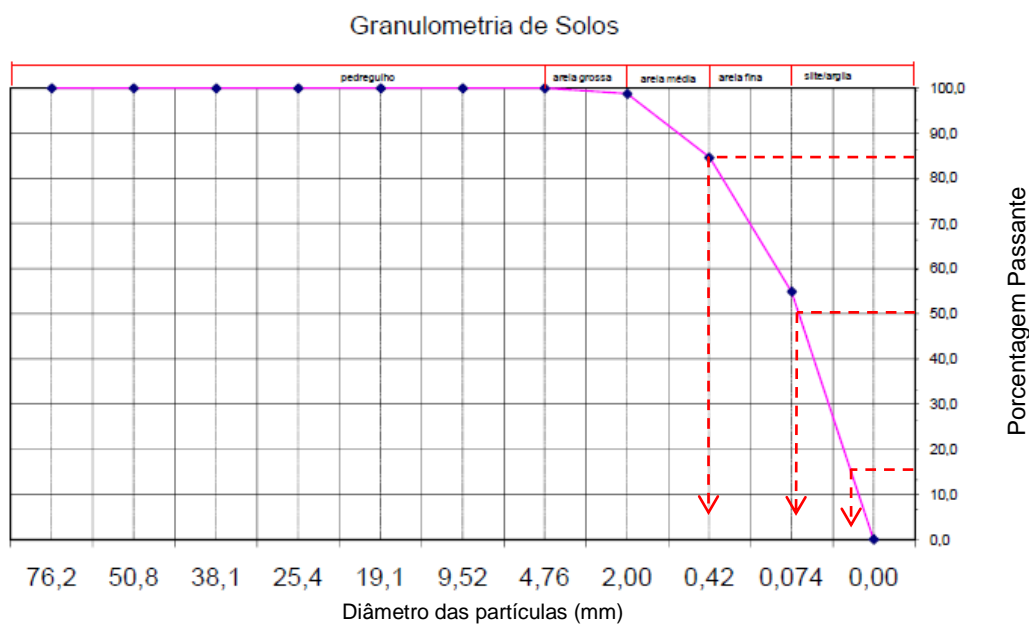
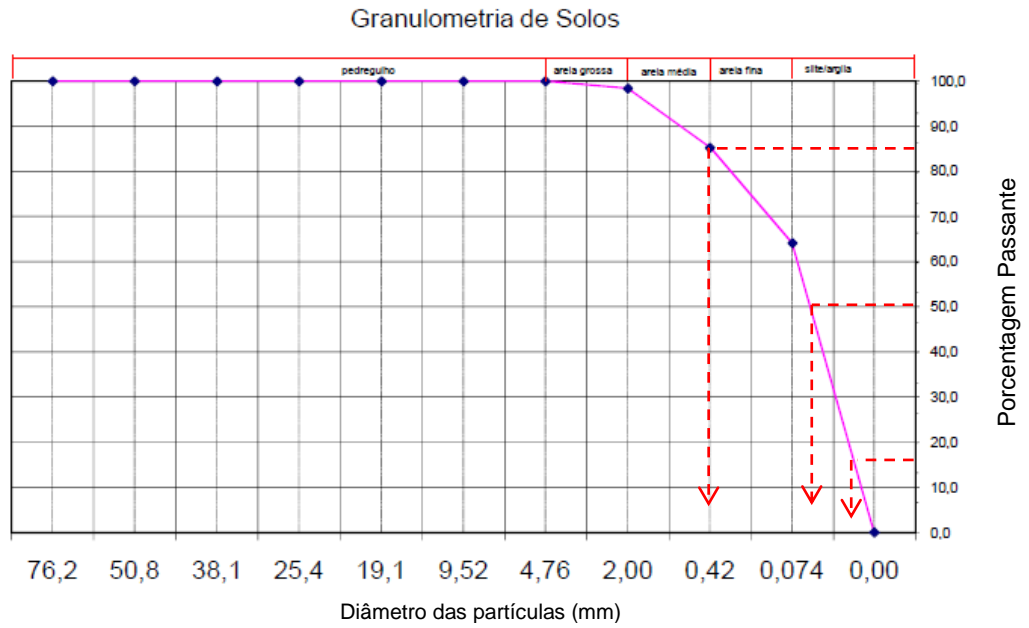
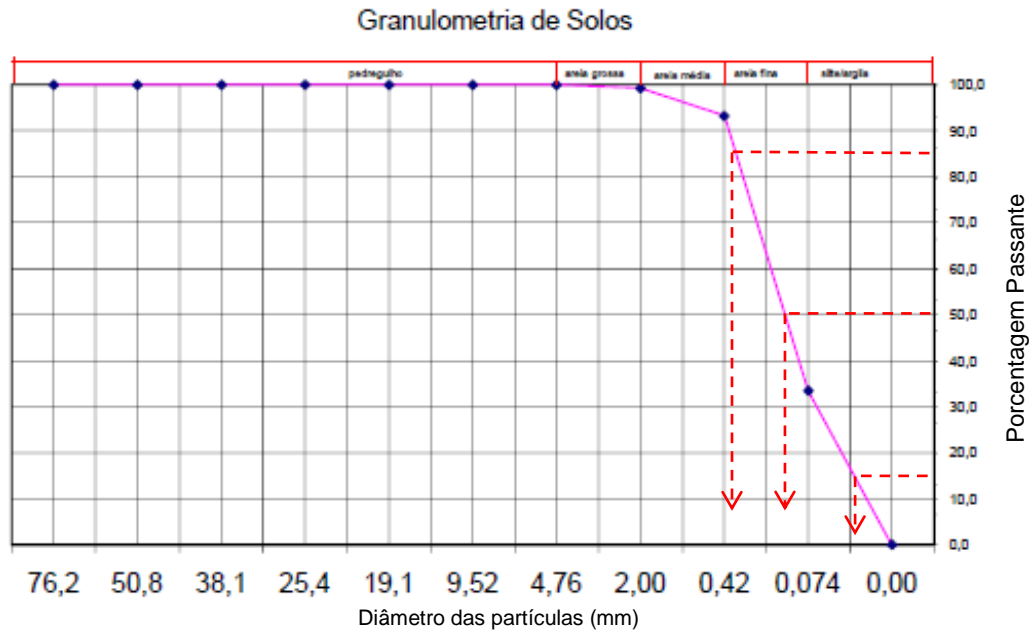


Figura 31 – Curva granulométrica da Estaca 300 + 100



Fonte: Construtor

Figura 32 – Curva granulométrica da Estaca 305 + 500



Fonte: Construtor

Figura 33 – Curva granulométrica da Estaca 310 + 650

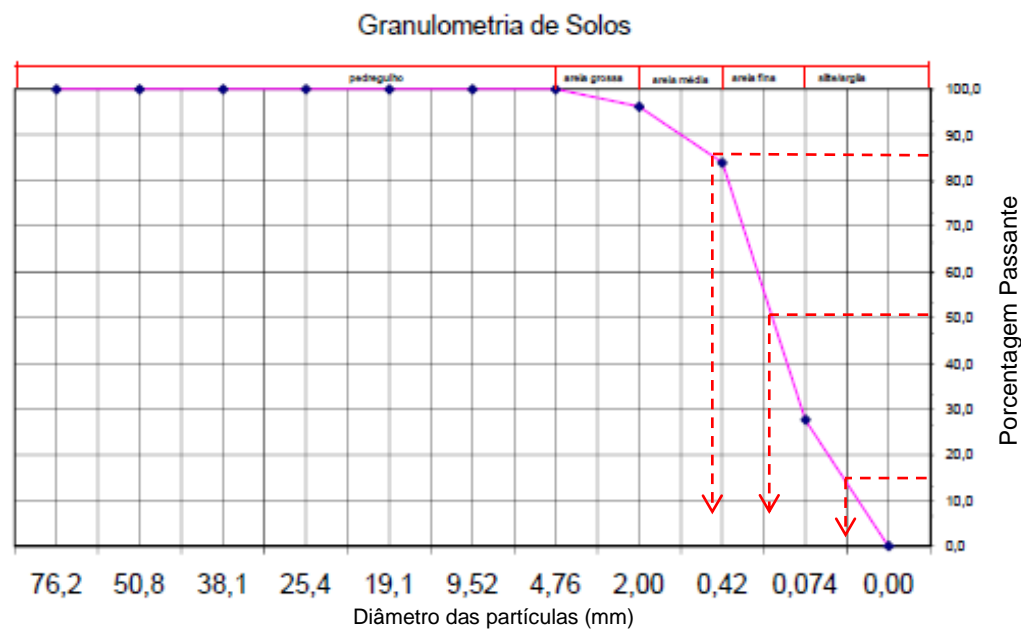


Figura 34 – Curva granulométrica da Estaca 315 + 440

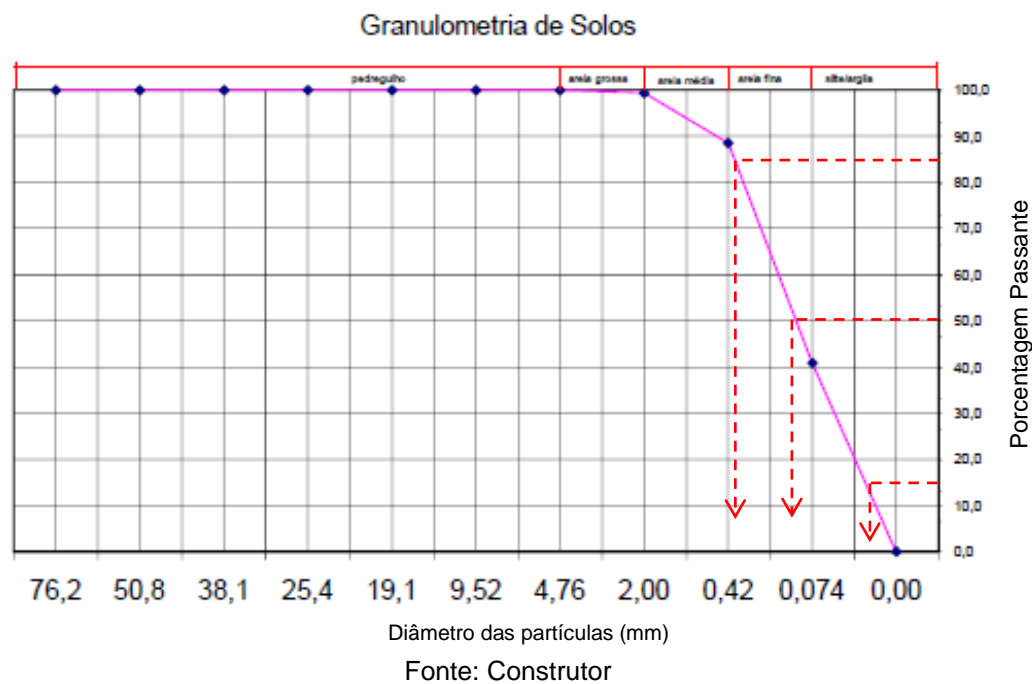


Figura 35 – Curva granulométrica da Estaca 320 + 000

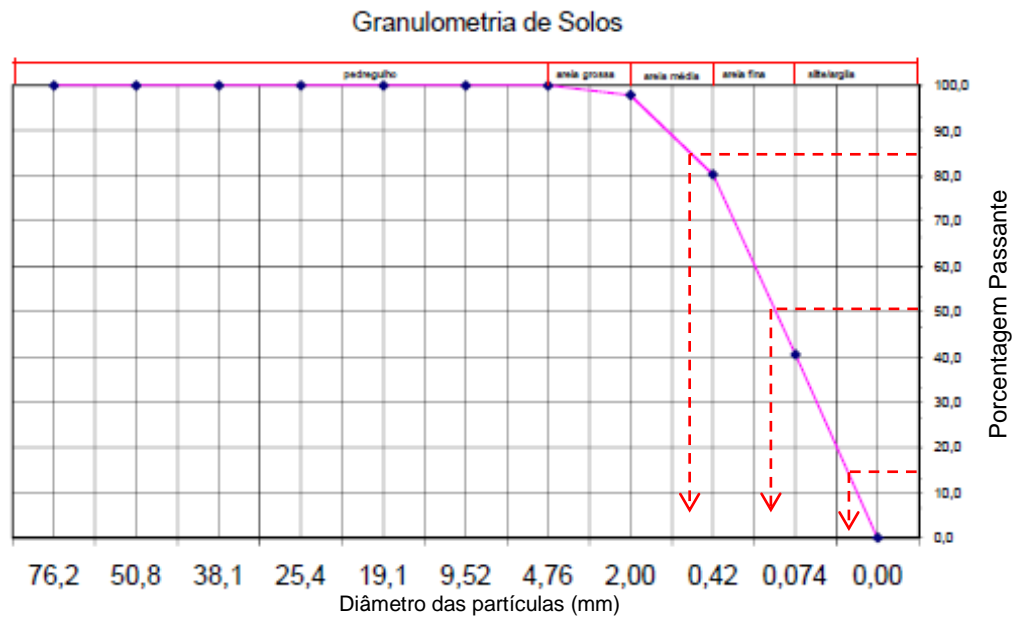


Figura 36 – Curva granulométrica da Estaca 325 + 340

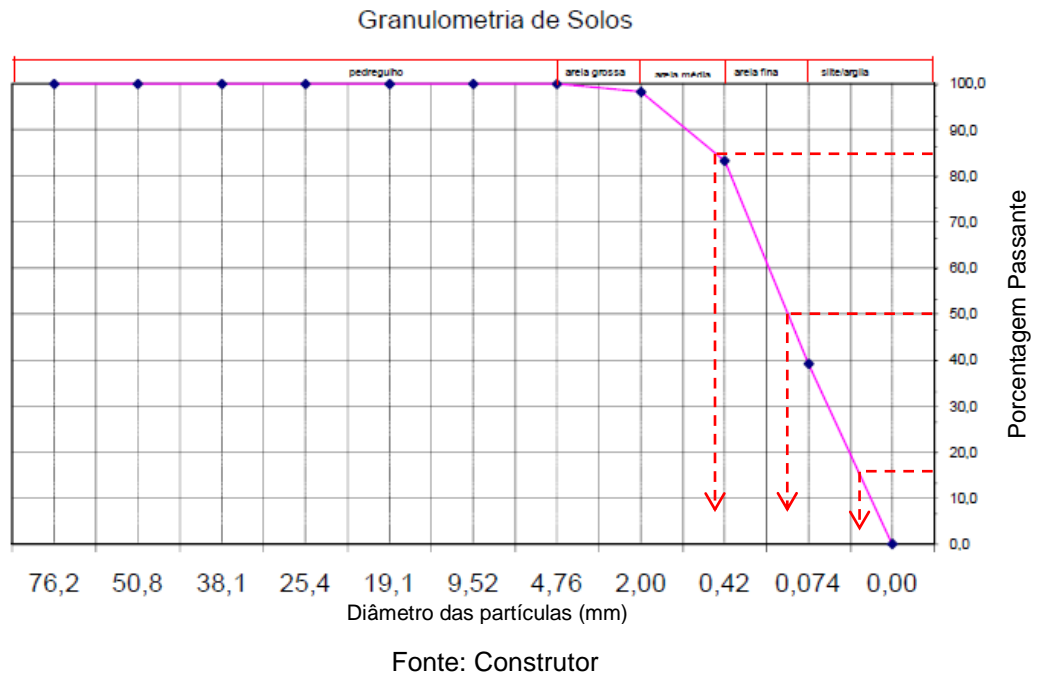


Figura 37 – Curva granulométrica da Estaca 330 + 600

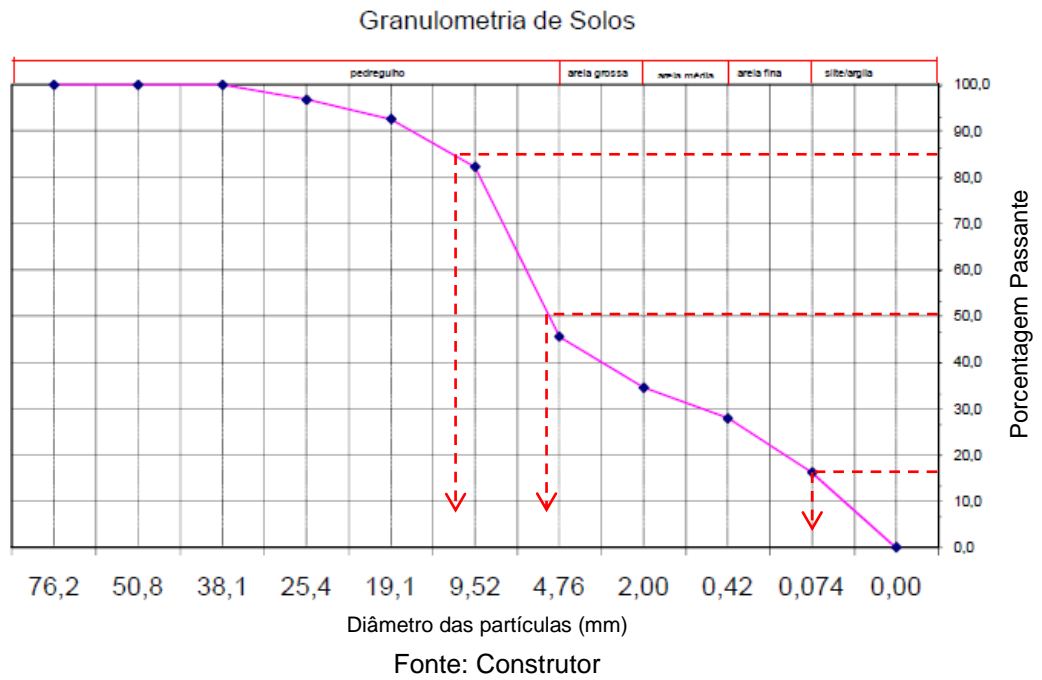


Figura 38 – Curva granulométrica da Estaca 335 + 200

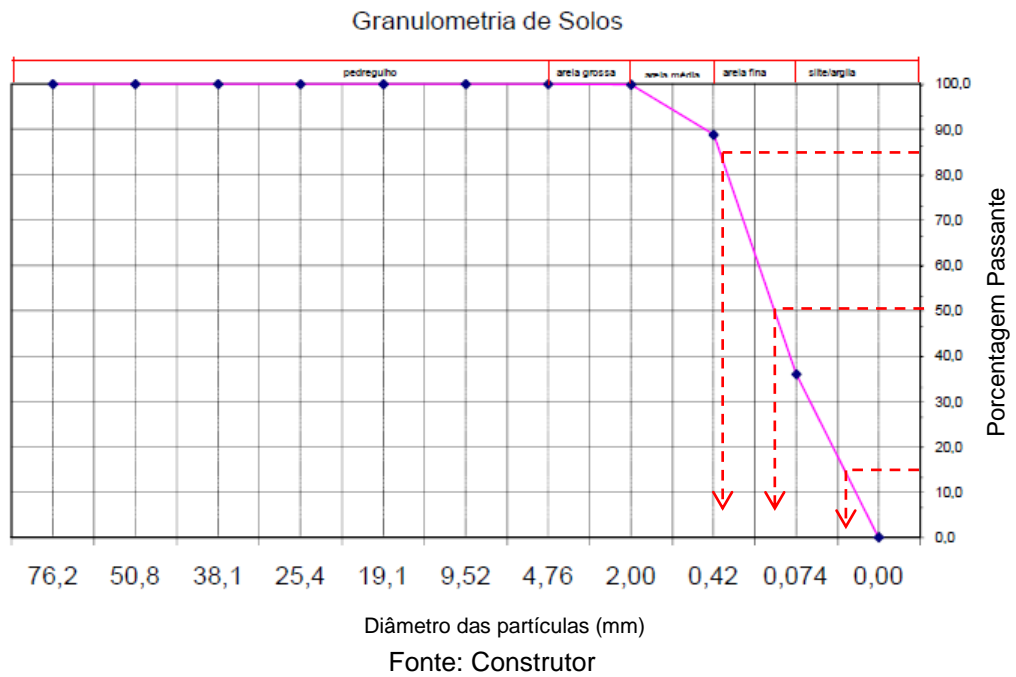


Figura 39 – Curva granulométrica da Estaca 340 + 720

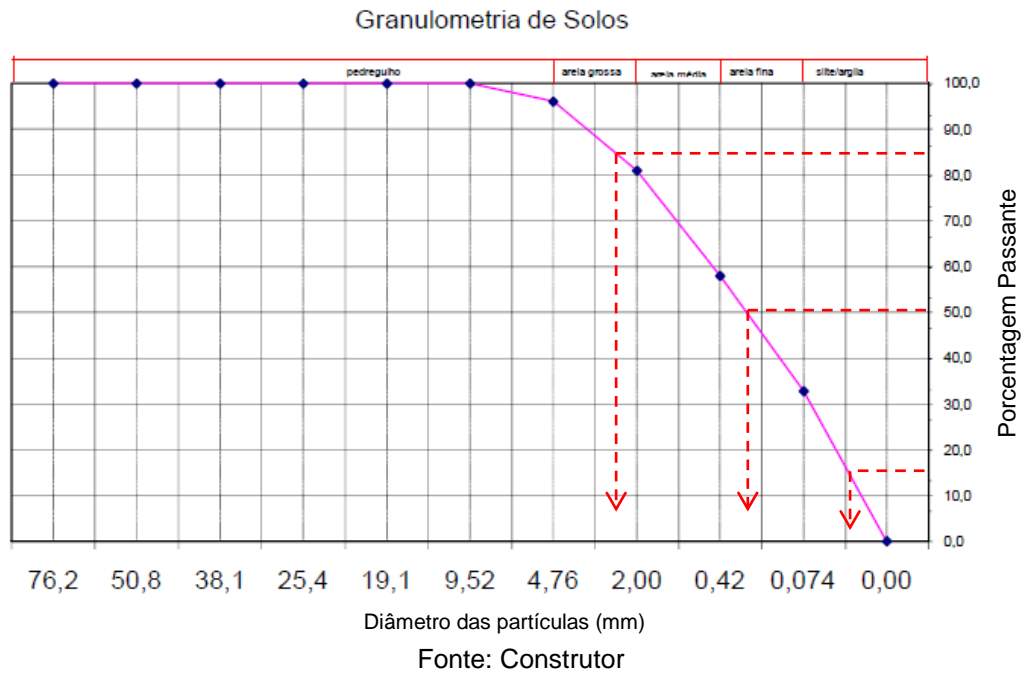
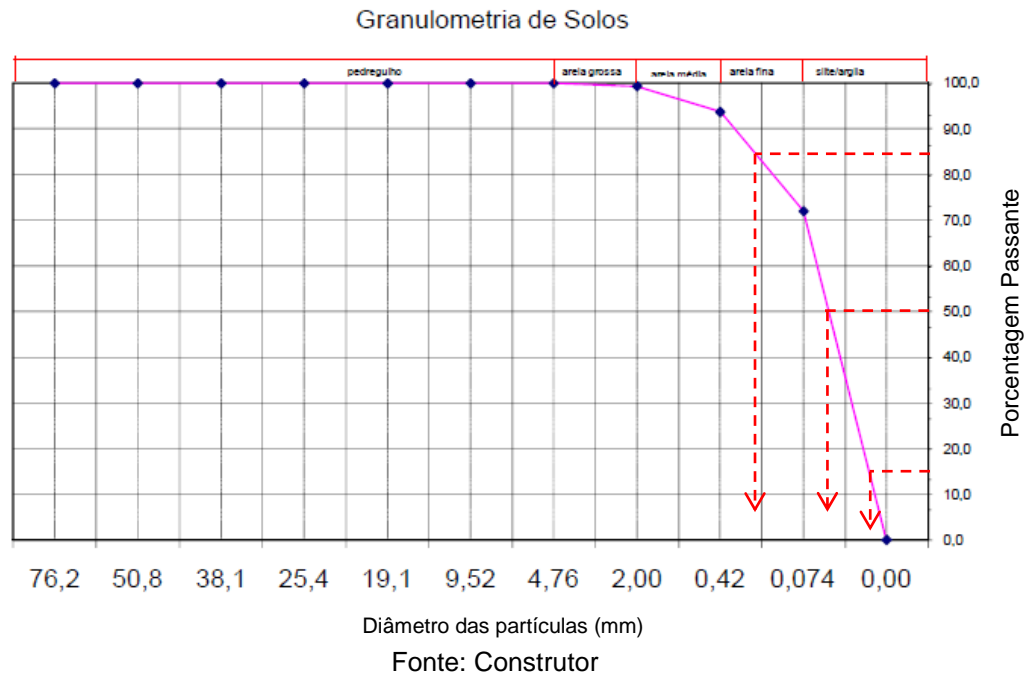


Figura 40 – Curva granulométrica da Estaca 344 + 160



Observa-se que todos os ensaios de granulometria mantiveram linearidade ao longo do estaqueamento da ferrovia, exceto no intervalo do km 330 + 600, onde se observa um comportamento de graduação regular, conforme explicitado na Figura 4. Ao se realizar o cálculo do material de preenchimento, observou-se que se levado em consideração o material a ser drenado do km 330 + 600, inviabilizaria de antemão todo o projeto de drenagem, tendo em vista que deslocaria totalmente a média do diâmetro dos grãos para cima, conforme as orientações das equações (03) a (08). Dessa forma, o trecho foi desconsiderado dos cálculos o trecho em questão em virtude do favorecimento ao dimensionamento da vala de drenagem. Neste caso, dever-se-ia propor a utilização de material de empréstimo específico ou a utilização de drenos com geotêxtil para filtragem do sistema, tendo em vista o desfavorecimento do material de preenchimento conforme a granulometria apresentada.

A Tabela 27 traz os diâmetros das partículas, conforme a porcentagem passante nas peneiras para atendimento aos requisitos de materiais drenantes da trincheira.

Tabela 27 – Diâmetro passante a cada porcentagem da peneira

km	d _{15%S} (mm)	d _{50%S} (mm)	d _{85%S} (mm)
285+720	0,020	0,060	1,000
290+600	0,020	0,065	1,000
295+000	0,020	0,070	0,420
300+100	0,020	0,030	0,420
305+500	0,025	0,130	0,030
310+650	0,030	0,180	0,500
315+440	0,025	1,135	0,300
320+000	0,020	0,130	0,650
325+340	0,025	0,120	0,500
330+600	0,074	5,300	10,800
335+200	0,025	0,130	0,350
340+720	0,025	0,220	3,000
344+160	0,015	0,110	0,900
Média	0,023	0,198	0,756

4.3 Análise de jazidas

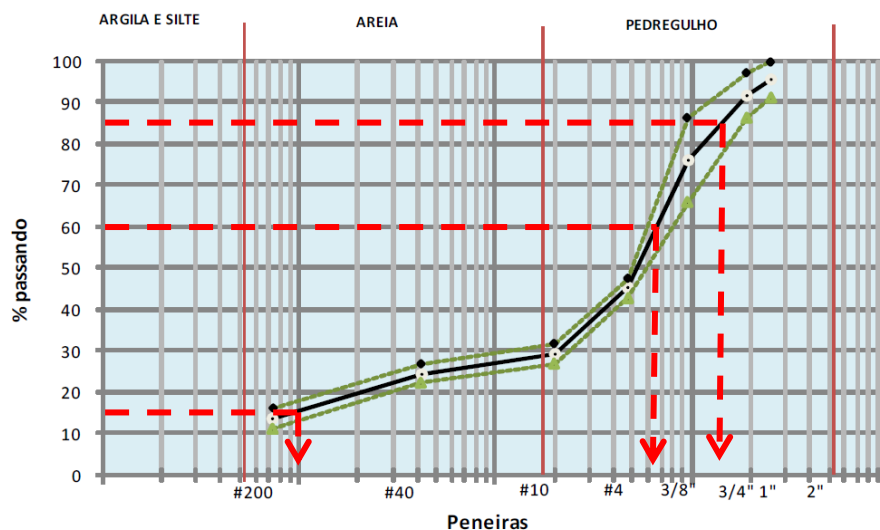
Complementando a análise do subleito apresentado anteriormente, selecionou-se 02 (duas) saibreiras como local de retirada de solos para implementação nas trincheiras drenantes. Dessa forma, para verificação das condições de permeabilidade obtida pela equação (3) e verificação de condição de não entupimento da trincheira, que são obtidos pelas equações (4), (5) e (6). Sendo assim, a Tabela 28 demonstra as porcentagens necessária a aplicação nos drenos

Tabela 28 – Diâmetro passante a cada porcentagem da peneira

km	d _{10%F} (mm)	d _{15%F} (mm)	d _{85%F} (mm)	d _{60%F} (mm)
295 + 420	-	-	11,000	6,000
335 + 800	-	0,100	15,000	6,200
Média	0,000	0,050	13,000	6,100

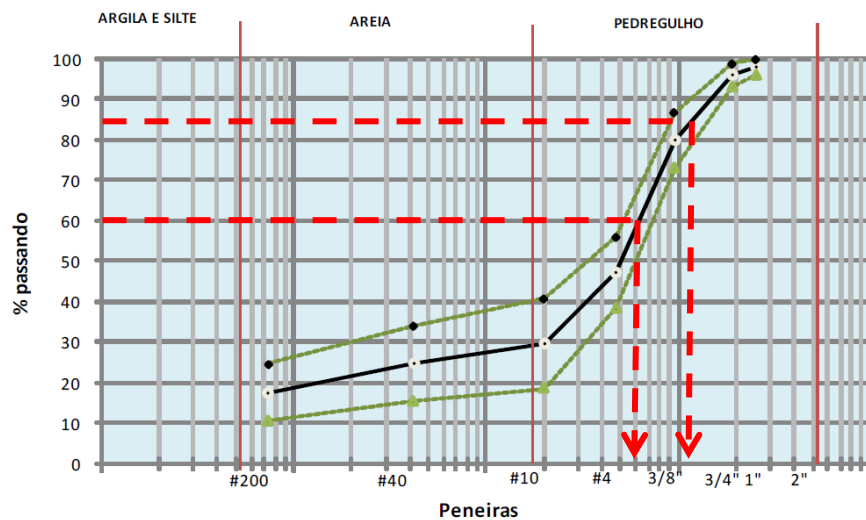
As Figuras 41 e 42 ilustram a distribuição granulométrica do solo para material filtrante das Saibreiras Pau Preto e Jacaré consecutivamente.

Figura 41 – Curva granulométrica da Saibreira localizada no km 335 + 800



Fonte: Construtor

Figura 42 – Curva granulométrica da Saibreira localizada no km 295 + 420



Fonte: Construtor

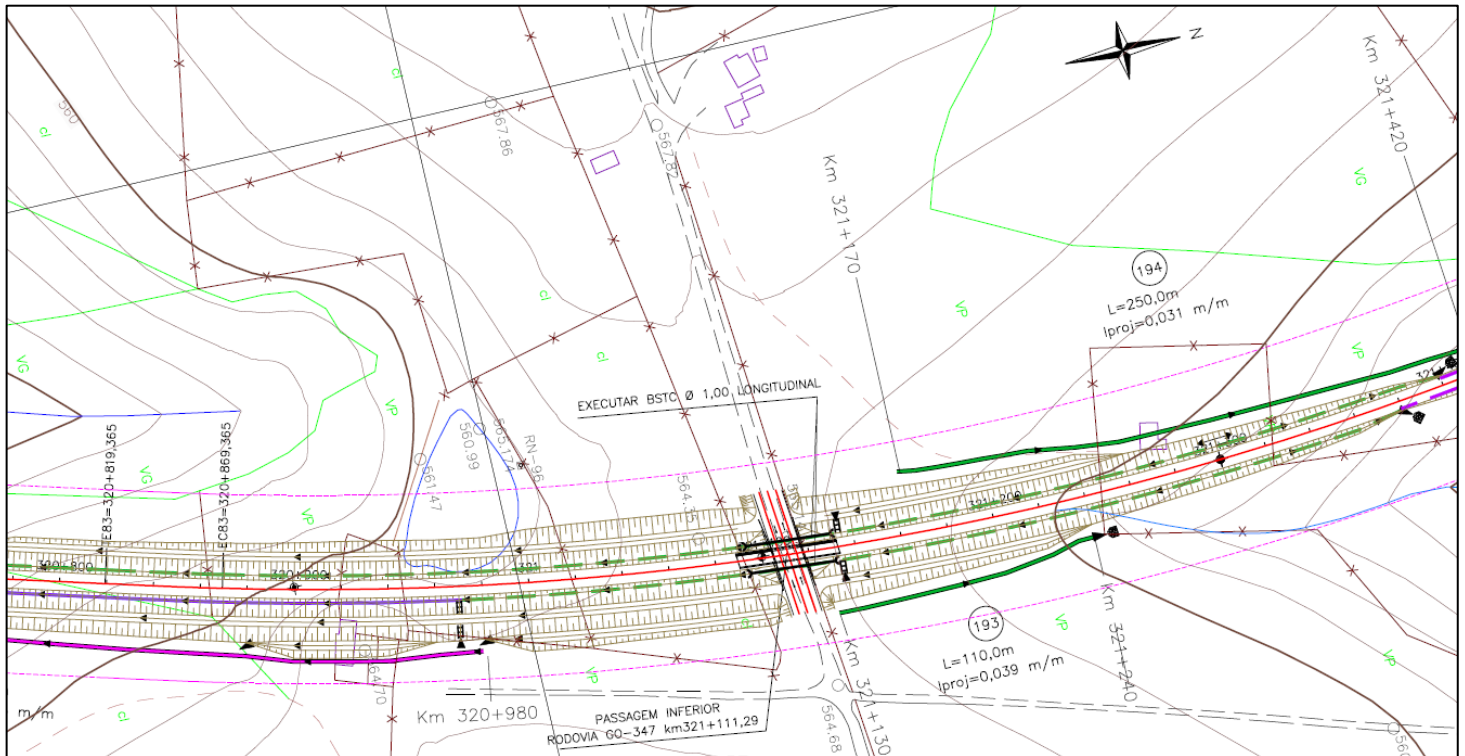
4.4 Dimensionamento do sistema

O dimensionamento do sistema drenante se dá não somente pelo cálculo da infiltração da água nos tubos, tendo eles, que atender aos requisitos mencionados anteriormente.

Com intuito de se verificar a implementação do sistema drenante, foi realizado um estudo do projeto de altimetria, a fim de observar os trechos que se encontravam em subida, trechos planos e trechos em descidas. Esse fato é importante no que diz sobre a inclinação dos trechos enfatizando sempre o sistema drenante. Como a água conduzida pelos tubos deve ser carregada com auxílio da gravidade, nos trechos planos há a necessidade de se impor uma inclinação ao tubo. Já para os trechos em desnível não se vê a necessidade de implementar uma inclinação ao sistema, tendo em vista que somente acompanhando o greide do sublastro, naturalmente se obtém um desnível da cota de início e final de tubo. Sendo assim, há força da gravidade auxiliando no fluxo da água.

Com o intuito de apresentar as curvas de nível do terreno junto ao greide da ferrovia, a Figura 44 ilustra o geométrico do mesmo trecho.

Figura 44 – Geométrico de trecho da ferrovia

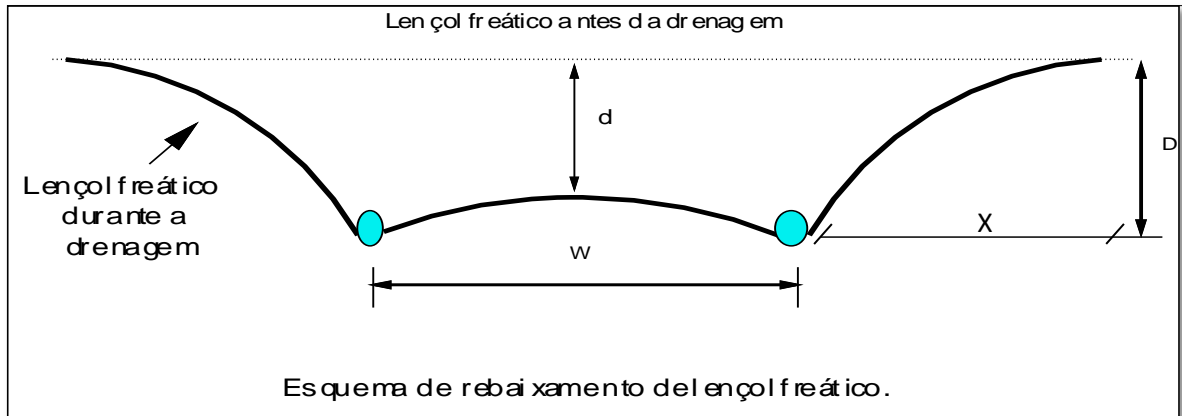


Fonte: Construtor

4.4.1 Distância entre drenos

A determinação da distância entre os drenos é obtida através dos parâmetros do sistema que será implementado, tendo em vistas as cotas antes e depois do lençol freático, tão quanto as profundidades dos drenos e distância da franja do lençol aos cantos de contribuição ao dreno. A Figura 45 ilustra a situação drenada.

Figura 45 – Parâmetros do sistema drenante



Dessa forma, levando em consideração a seção tipo da ferrovia, determinando assim o valor de “d” em 65 centímetros, para que não se obtivesse a subida do lençol até o sublastro e utilizando a fórmula presente no ábaco de McClelland (1943), utilizando a (36) obtida pelo ábaco de McClelland (1943).

$$\frac{T.K.D}{y.L^2} = C \quad (36)$$

onde:

T = Tempo para drenar estimado (dias);

K = Coeficiente de permeabilidade (cm/s);

D = Distância entre a cota do dreno e a cota do lençol freático drenado (cm);

y = Coeficiente em função do solo, sendo 0,05 para siltes;

W = Distância entre drenos (cm);

C = resultado entre relação d/D

Sendo assim, foi calculado o valor da distância para se determinas os parâmetros a distância de implementação do tubo. Considerando que $T = 0,25$ dias, $K = 2,4 \times 10^{-3}$ cm/s, $D = 2,50$ m e $y = 0,05$, obtém-se $C = 0,0043$. Utilizando o ábaco de McClelland e a equação (36), obteve-se então o valor de $W = 26,41$ m. Observando a inviabilidade de se utilizar o valor encontrado para, a entre drenos, optou-se por executa-los com $W = 7,0$ m.

Com intuito de se verificar essa distância e utilizando a equação (31) proposta pelo DNIT utilizando $h = 1,85$ m, $k = 2,4 \times 10^{-3}$ cm/s e com os dados do ábaco de McClelland e a equação (36) para determinação do valor de vazão de contribuição “q”, obteve-se o parâmetro $q/KD = 0,59$. Conhecendo-se os valores de K e D , determina-se $q = 0,36$ cm³/s/m. Dessa forma, utilizando a equação 31, obteve-se o valor da distância $E = 30,21$ m. Observa-se que o valor não é compatível com a seção da ferrovia, sendo assim, utilizou-se em projeto o valor da distância entre drenos de 7,00 metros.

4.4.2 Dimensionamento dos Drenos

Para que se determine o diâmetro dos tubos deve-se ter conhecido o valor de contribuição da água nesses no sistema drenante. Dessa forma, considerando a equação (13) e $K = 2,4 \times 10^{-3}$ cm/s, $D = 2,50$ m e $X = 2,0$ m, obteve-se o valor da descarga no meio poroso $Q = 37,5$ cm³/s, onde “X” é a distância linear entre o tubo e a franja na cota do lençol freático sem ser drenado, conforme a Figura 45 anterior.

Segundo as orientações do manual de drenagem do DNIT, onde se deve multiplicar por dois o valor da descarga no meio poroso, a fim de se optar pelo trabalho do tubo a meia seção e duplicar ainda este valor obtido, caso haja contribuição dos dois lados tubos, obteve-se para o valor da vazão de contribuição o resultado de $Q = 150$ cm³/s ou $1,5 \times 10^{-5}$ m³/s.

Para que se obter o diâmetro do tubo, considerando a vazão de contribuição constante, utilizam-se dois métodos citados pelo manual do DNIT, sendo eles o de Scoobey e Hazen-Willians. Para o dimensionamento em questão, o método de Scoobey não foi levado em consideração neste estudo, uma vez que os valores obtidos não foram satisfatórios, onde os resultados dos diâmetros dos tubos apresentavam-se inferiores na faixa de 10^{-6} vezes. Dessa forma dimensionou-se apenas pelo método de Hazen-Willians. Ressalta-se ainda, que para o dimensionamento por esse método, além da obtenção de vazão pelo meio poroso, foram considerados os fatores redutivos de Koerner (1998), sendo que para as equações de Scoobey, foram considerados tão somente a vazão através do meio poroso e ainda assim não obteve-se valores contundentes. Segundo o manual (IPR. Publ., 724, 2006), pode-se dimensionar o sistema conforme a equação de Manning, já que se trata de um conduto livre. Sendo assim, para esse trabalho também foi considerado tal método de cálculo.

Para comparação entre as fórmulas de Mannig e Hazen-Willians, observou-se as velocidades de escoamento no tubo, já que para Hazen-Willians manteve-se a vazão de contribuição pelo meio poroso constante e para Manning se obteve por meio matemático. Sendo assim no dimensionamento por Manning obteve-se uma maior velocidade de 1,01 m/s (3,63 km/h) e para Hazen-Willians 1,10 m/s (3,97 km/h). Ressalta-se que foi possível observar uma maior diferença entre as velocidades equivalente a 0,09 m/s (0,34 km/h).

No dimensionamento realizado por Hazen-Willians obteve-se drenos com diâmetro de 80 mm (8,0 cm). Já pelas equações de Manning como era necessário fixar o valor do diâmetro para obtenção das vazões e velocidade. Sendo assim, utilizou-se também tubos de diâmetro de 80 mm (8,0 cm) de diâmetro, levando em consideração atingir uma vazão do tubo próxima a vazão de contribuição ao longo do tubo. As Tabelas 29 e 30 ilustram os resultados obtidos.

Tabela 29 – Dimensionamento pelo método de Manning

km Início	km Final	Comprimento do Trecho (m)	Inclinação (%)	Diâmetro \varnothing (m)	Área molhada (m ²)	Perímetro molhado (m)	Raio Hidráulico Rh (m)	Coef. Manning n	Velocidade (m/s)	Vazão (m ³ /s)	Vazão (L/s)
285 + 640	285 + 800	160	1,31	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,054	0,002649	2,65
286 + 480	286 + 600	120	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
287 + 100	287 + 600	500	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
288 + 200	288 + 360	160	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
288 + 600	288 + 900	300	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
289 + 60	290 + 0	940	1,33	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,062	0,002669	2,67
290 + 500	291 + 460	960	1,34	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,066	0,002680	2,68
291 + 520	292 + 500	980	1,34	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,066	0,002680	2,68
292 + 500	293 + 500	1000	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
293 + 500	294 + 0	500	1,32	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,058	0,002659	2,66
294 + 400	295 + 500	1100	1,32	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,058	0,002659	2,66
295 + 920	296 + 960	1040	1,15	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,988	0,002482	2,48
296 + 600	297 + 0	400	0,90	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,874	0,002196	2,20
297 + 200	297 + 740	540	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
298 + 700	299 + 160	460	0,90	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,874	0,002196	2,20
299 + 160	299 + 600	440	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
299 + 800	300 + 200	400	0,66	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,748	0,001881	1,88
300 + 300	301 + 0	700	0,66	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,748	0,001881	1,88
301 + 100	302 + 240	1140	1,33	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,062	0,002669	2,67
302 + 480	303 + 840	1360	1,27	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,038	0,002609	2,61
304 + 100	305 + 100	1000	1,27	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,038	0,002609	2,61
308 + 200	309 + 0	800	1,30	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,050	0,002639	2,64
309 + 300	309 + 980	680	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
310 + 180	310 + 900	720	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
311 + 0	311 + 470	470	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
311 + 760	312 + 800	1040	0,92	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,883	0,002220	2,22
312 + 920	314 + 627	1707	1,17	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,996	0,002504	2,50
316 + 400	316 + 720	320	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
317 + 180	318 + 300	1120	1,31	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,054	0,002649	2,65
319 + 100	319 + 680	580	1,45	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,109	0,002787	2,79
319 + 900	321 + 400	1500	1,45	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,109	0,002787	2,79
323 + 980	324 + 800	820	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
326 + 700	327 + 200	500	1,10	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,966	0,002428	2,43
328 + 200	328 + 660	460	0,93	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,888	0,002232	2,23
329 + 0	329 + 400	400	0,93	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,888	0,002232	2,23
332 + 120	332 + 680	560	0,50	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,651	0,001637	1,64
337 + 400	337 + 740	340	1,04	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	0,939	0,002361	2,36
337 + 740	338 + 300	560	1,41	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,094	0,002749	2,75
340 + 20	340 + 720	700	1,45	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,109	0,002787	2,79
340 + 880	341 + 200	320	1,41	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,094	0,002749	2,75
342 + 40	344 + 245	2205	1,34	0,08	0,0025	0,126	0,020	0,008	1,066	0,002680	2,68

Tabela 30 – Dimensionamento pelo método de Hazen-Willians

km Início	km Final	Comprimento do Trecho (m)	Inclinação (%)	Descarga no meio poroso		Vazão Q (m³/s)	Vazão Q (L/s)	Hazen-Willians Ø (mm)	Hazen-Willians V (m/s)	Comercial Ø (mm)
				Q (m³/s)						
285 + 640	285 + 800	160	1,31	0,000024		0,000094	0,094109	17,350	1,04	80,0
286 + 480	286 + 600	120	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
287 + 100	287 + 600	500	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
288 + 200	288 + 360	160	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
288 + 600	288 + 900	300	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
289 + 60	290 + 0	940	1,33	0,000024		0,000094	0,094109	17,297	1,05	80,0
290 + 500	291 + 460	960	1,34	0,000024		0,000094	0,094109	17,270	1,06	80,0
291 + 520	292 + 500	980	1,34	0,000024		0,000094	0,094109	17,270	1,06	80,0
292 + 500	293 + 500	1000	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
293 + 500	294 + 0	500	1,32	0,000024		0,000094	0,094109	17,323	1,05	80,0
294 + 400	295 + 500	1100	1,32	0,000024		0,000094	0,094109	17,323	1,05	80,0
295 + 920	296 + 960	1040	1,15	0,000024		0,000094	0,094109	17,821	0,97	80,0
296 + 600	297 + 0	400	0,90	0,000024		0,000094	0,094109	18,741	0,85	80,0
297 + 200	297 + 740	540	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
298 + 700	299 + 160	460	0,90	0,000024		0,000094	0,094109	18,741	0,85	80,0
299 + 160	299 + 600	440	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
299 + 800	300 + 200	400	0,66	0,000024		0,000094	0,094109	19,973	0,72	80,0
300 + 300	301 + 0	700	0,66	0,000024		0,000094	0,094109	19,973	0,72	80,0
301 + 100	302 + 240	1140	1,33	0,000024		0,000094	0,094109	17,297	1,05	80,0
302 + 480	303 + 840	1360	1,27	0,000024		0,000094	0,094109	17,461	1,03	80,0
304 + 100	305 + 100	1000	1,27	0,000024		0,000094	0,094109	17,461	1,03	80,0
308 + 200	309 + 0	800	1,30	0,000024		0,000094	0,094109	17,378	1,04	80,0
309 + 300	309 + 980	680	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
310 + 180	310 + 900	720	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
311 + 0	311 + 470	470	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
311 + 760	312 + 800	1040	0,92	0,000024		0,000094	0,094109	18,656	0,86	80,0
312 + 920	314 + 627	1707	1,17	0,000024		0,000094	0,094109	17,758	0,98	80,0
316 + 400	316 + 720	320	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
317 + 180	318 + 300	1120	1,31	0,000024		0,000094	0,094109	17,350	1,04	80,0
319 + 100	319 + 680	580	1,45	0,000024		0,000094	0,094109	16,992	1,10	80,0
319 + 900	321 + 400	1500	1,45	0,000024		0,000094	0,094109	16,992	1,10	80,0
323 + 980	324 + 800	820	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
326 + 700	327 + 200	500	1,10	0,000024		0,000094	0,094109	17,984	0,95	80,0
328 + 200	328 + 660	460	0,93	0,000024		0,000094	0,094109	18,615	0,87	80,0
329 + 0	329 + 400	400	0,93	0,000024		0,000094	0,094109	18,615	0,87	80,0
332 + 120	332 + 680	560	0,50	0,000024		0,000094	0,094109	21,145	0,62	80,0
337 + 400	337 + 740	340	1,04	0,000024		0,000094	0,094109	18,192	0,92	80,0
337 + 740	338 + 300	560	1,41	0,000024		0,000094	0,094109	17,090	1,09	80,0
340 + 20	340 + 720	700	1,45	0,000024		0,000094	0,094109	16,992	1,10	80,0
340 + 880	341 + 200	320	1,41	0,000024		0,000094	0,094109	17,090	1,09	80,0
342 + 40	344 + 245	2205	1,34	0,000024		0,000094	0,094109	17,270	1,06	80,0

Levando-se em consideração que as equações de Scoobey, descritas no manual do DNIT, não forneceram bons parâmetros para o dimensionamento do sistema, o método não será utilizado como citado anteriormente. Contudo, para fins

de comparação entre os três métodos, será apresentado no trabalho a análise da mesma.

A Tabela 31 ilustra a análise realizada, juntamente com os resultados obtidos, pela utilização das equações de Scoobey para o dimensionamento do sistema em questão.

Tabela 31 – Dimensionamento pelo método de Scoobey

Comprimento				Q					
km Início	km Final	do Trecho (m)	Inclinação (%)	Descarga no meio poroso Q (m³/s)	Vazão (m³/s)	Vazão Q (L/s)	Scoobey Ø (mm)	Scoobey V (m/s)	Comercial Ø (mm)
285 + 640	285 + 800	160	1,31	0,000024	0,000094	0,094109	0,000046	0,000	80,0
286 + 480	286 + 600	120	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
287 + 100	287 + 600	500	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
288 + 200	288 + 360	160	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
288 + 600	288 + 900	300	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
289 + 60	290 + 0	940	1,33	0,000024	0,000094	0,094109	0,000045	0,000	80,0
290 + 500	291 + 460	960	1,34	0,000024	0,000094	0,094109	0,000045	0,000	80,0
291 + 520	292 + 500	980	1,34	0,000024	0,000094	0,094109	0,000045	0,000	80,0
292 + 500	293 + 500	1000	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
293 + 500	294 + 0	500	1,32	0,000024	0,000094	0,094109	0,000046	0,000	80,0
294 + 400	295 + 500	1100	1,32	0,000024	0,000094	0,094109	0,000046	0,000	80,0
295 + 920	296 + 960	1040	1,15	0,000024	0,000094	0,094109	0,000051	0,000	80,0
296 + 600	297 + 0	400	0,90	0,000024	0,000094	0,094109	0,000062	0,000	80,0
297 + 200	297 + 740	540	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
298 + 700	299 +160	460	0,90	0,000024	0,000094	0,094109	0,000062	0,000	80,0
299 + 160	299 + 600	440	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
299 + 800	300 + 200	400	0,66	0,000024	0,000094	0,094109	0,000080	0,000	80,0
300 + 300	301 + 0	700	0,66	0,000024	0,000094	0,094109	0,000080	0,000	80,0
301 + 100	302 + 240	1140	1,33	0,000024	0,000094	0,094109	0,000045	0,000	80,0
302 + 480	303 + 840	1360	1,27	0,000024	0,000094	0,094109	0,000047	0,000	80,0
304 + 100	305 + 100	1000	1,27	0,000024	0,000094	0,094109	0,000047	0,000	80,0
308 + 200	309 + 0	800	1,30	0,000024	0,000094	0,094109	0,000046	0,000	80,0
309 + 300	309 + 980	680	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
310 + 180	310 + 900	720	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
311 + 0	311 + 470	470	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
311 + 760	312 + 800	1040	0,92	0,000024	0,000094	0,094109	0,000061	0,000	80,0
312 + 920	314 + 627	1707	1,17	0,000024	0,000094	0,094109	0,000050	0,000	80,0
316 + 400	316 + 720	320	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
317 + 180	318 + 300	1120	1,31	0,000024	0,000094	0,094109	0,000046	0,000	80,0
319 + 100	319 + 680	580	1,45	0,000024	0,000094	0,094109	0,000042	0,000	80,0
319 + 900	321 + 400	1500	1,45	0,000024	0,000094	0,094109	0,000042	0,000	80,0
323 + 980	324 + 800	820	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
326 + 700	327 + 200	500	1,10	0,000024	0,000094	0,094109	0,000053	0,000	80,0
328 + 200	328 + 660	460	0,93	0,000024	0,000094	0,094109	0,000060	0,000	80,0
329 + 0	329 + 400	400	0,93	0,000024	0,000094	0,094109	0,000060	0,000	80,0
332 + 120	332 + 680	560	0,50	0,000024	0,000094	0,094109	0,000099	0,000	80,0
337 + 400	337 + 740	340	1,04	0,000024	0,000094	0,094109	0,000055	0,000	80,0
337 + 740	338 + 300	560	1,41	0,000024	0,000094	0,094109	0,000043	0,000	80,0
340 + 20	340 + 720	700	1,45	0,000024	0,000094	0,094109	0,000042	0,000	80,0
340 + 880	341 + 200	320	1,41	0,000024	0,000094	0,094109	0,000043	0,000	80,0
342 + 40	344 + 245	2205	1,34	0,000024	0,000094	0,094109	0,000045	0,000	80,0

Para dimensionamento pelo método de Manning e a dificuldade de obtenção dos coeficientes de rugosidade dos tubos PEAD, levando-se em consideração a sua similaridade com PVC, foram obtidos os valores do coeficiente de Manning médio igual a $n = 0,088$ para tubos PVC corrugados, conforme a tabela 32, proposto por ensaios realizados na Universidade de Alberta em 1986.

Tabela 32 – Coeficiente de Manning para tubos corrugas

Tipo e Seção do Tubo	Nº de Testes	Valores de Manning		
		Máximo	Mínimo	Média
200 mm PVC	63	0,0115	0,0080	0,0088
250 mm PVC	60	0,0104	0,0077	0,0089
450 mm PVC	62	0,0096	0,0073	0,0091
Grupo PVC	185	0,0115	0,0080	0,0088
200 mm Concreto	58	0,0138	0,0092	0,0101
250 mm Concreto	61	0,0136	0,0087	0,0098
375 mm Concreto	60	0,0116	0,0076	0,0097
Grupo Concreto	179	0,0138	0,0076	0,0099

Fonte: ABTC (2004), p.9.

Segundo PORTO (2006), deve ser levado em consideração as condições da tubulação, a fim de se obter um coeficiente de rugosidade mais desfavorável ao dimensionamento, contudo, não foi possível consultar resultados desse valores, utilizando o valor mínimo obtido, sendo ele de $n = 0,080$. Para os coeficientes de rugosidade Hazen-Williams, PORTO (2006) denomina que para tubos de PVC utiliza-se o valor de “C” entre 150 a 155. Como não é apresentado o valor do coeficiente de rugosidade “C” em função da condição do material, utilizou-se para o dimensionamento o valor mais desfavorável, sendo ele de $C = 150$.

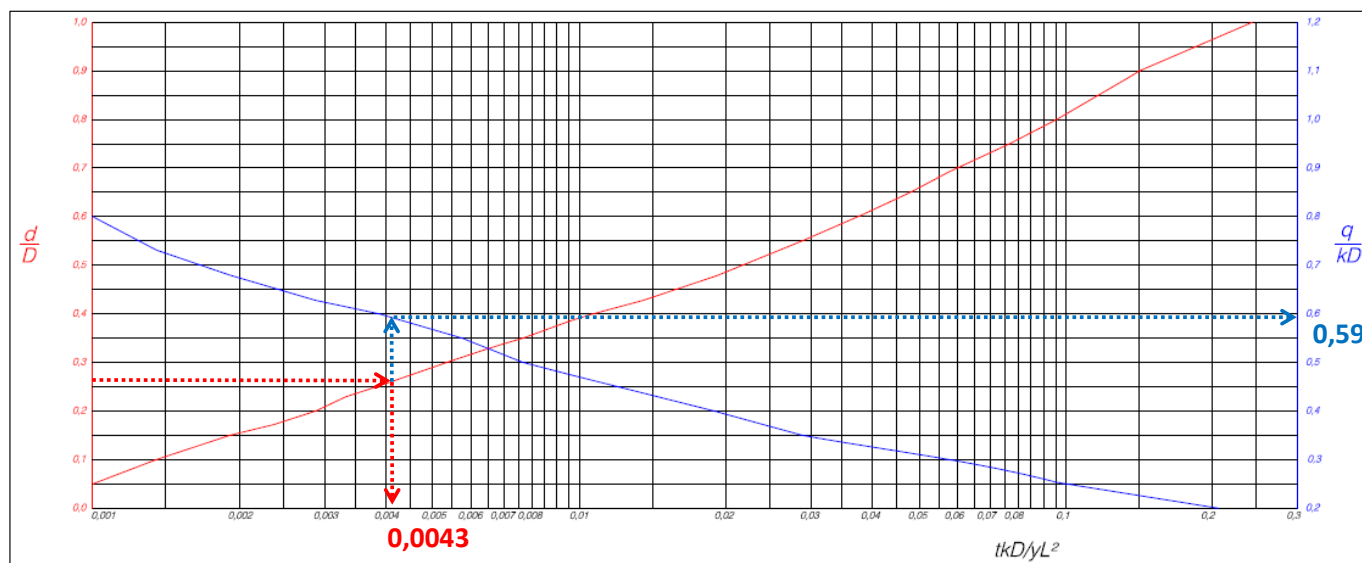
4.4.3 Método de McClelland (1943)

Uma das formas mais utilizadas e usuais para o dimensionamento do sistema drenante em rodovias é o método pelo ábaco de McClelland (1943), do qual a empresa Maccaferri utiliza em seus projetos de drenagem. De forma geral, para o dimensionamento do sistema deve-se fixar os valores em que se deseja projetar os drenos, tais como distância entre drenos, profundidade das valas de drenagem, alturas iniciais e finais do lençol freático e o conhecimento do coeficiente de permeabilidade do solo local.

Conforme exposto na Figura 15 e no dimensionamento das distâncias dos drenos obteve-se os valores de 2,50 m de profundidade dos drenos (D), distância entre os drenos $L = 7,00$ m e uma distância entre a franja capilar do lençol e os drenos $d = 65$ cm, calculados no item 4.3.1. Deve-se conhecer também o valor do coeficiente de relação de água livre no solo em relação ao volume de solo “y”, que por análise do ensaio granulométrico realizado no solo local determinou-se silte para o tipo de material resultante, sendo $y = 0,05$. Dentre os coeficientes de permeabilidade obtidos nos ensaios de carga variáveis realizados e por fator de segurança, será utilizado o maior valor sendo o $K = 2,4 \times 10^{-3}$ cm/s. Por fim, estima-se para o valor de escoamento estimado do sistema um valor $t = 0,25$ dia.

Dessa forma, entrando no ábaco de McClelland (1943) com $d/D = 0,26$, obteve-se para $tkD/yL^2 = 0,0042$. Partindo deste valor e espelhando no eixo, determina-se o parâmetro $q/KD = 0,59$. Sendo assim e conhecendo-se os valores do coeficiente de permeabilidade e a profundidade do tubo dreno, obtém-se o valor da vazão de contribuição $q = 3,54 \times 10^{-5}$ (m³/s) / m ou 0,0354 (l/s) / m. A Figura 46 a seguir mostra o cálculo realizado pelo ábaco de McClelland (1943).

Figura 46 – Dimensionamento pelo método de McClelland.



Levando-se em consideração a Equação (33) que tem por objetivo a obtenção do Coeficiente de empuxo por Jacky (1944), considerando o preenchimento da trincheira como solo de empréstimo compactado com “ $K_0 = 0,43$ ”, o valor do $q = 0,36 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{m}$, e um peso específico do solo local de $\gamma = 18,2 \text{ kN}/\text{m}^3$, obtém-se então a tensão $P = 18,2 \times 2,50 \times 0,53 = 24,14 \text{ kPa}$. Partindo desse pressuposto, com os dados da ficha técnica da Tabela 33 a seguir, obtém-se o valor dos gradiente hidráulico.

Tabela 33 – Gradiente hidráulico utilizado segundo fabricante

Capacidade de Vazão do MacDrain® 2L TD	
Pressão [kPa]	Vazão [l/s.m]
10	2,84
20	2,17
50	1,35
100	0,41

Fonte: Informativo Técnico da Maccaferri (2009).

Para uma capacidade de vazão a 50,0 kPa obtém-se uma vazão equivalente a 1,35 l/s.m. a fim de se obter a vazão admissível do sistema, deve-se aplicar os fatores de redução para geocomposto drenantes conforme (Koerner 1998), sendo eles $Fr_{IN} = 1,05$ (Intrusão do solo), $Fr_{CR} = 1,20$ (Fluência), $Fr_{CC} = 1,10$ (Colmatação química) e $Fr_{BC} = 1,15$ (Colmatação Biológica).

Levando em consideração os fatores redutivos de Korner (1998) e a vazão equivalente a 2,17 l/s.m, obtém-se a vazão admissível pela equação (35).

$$Q_{adm} = \frac{1,35}{1,05 \times 1,20 \times 1,10 \times 1,15} = 0,847 \text{ (l/s.m)}$$

Dessa forma, com a utilização da equação (35) tem-se $Q_{admMD} = 0,847 \text{ (l/s.m)}$.

Com a vazão admissível de 847 (cm³/s.m), obtida após os cálculos realizados e levando-se em consideração a Tabela 34, proposta pelo DNIT, obtém-se um tubo perfurado com diâmetro de 80 mm para escoar determinada vazão.

Tabela 34 – Diâmetro obtido pela vazão de influxo do sistema drenante.

Diâmetro nominal	Área total mínima das aberturas por comprimento de tubo (cm²/m)	Vazão de Influxo mínima(cm³/s.m)
80	100	2925
100	120	4940
170	180	10030
230	220	14270

Fonte: DNIT-093 (2006)

4.4.4 Viabilidade Técnico-Econômica do sistema

Após realização do dimensionamento do sistema, obtendo-se os diâmetros de cada tubo e as vazões calculadas, realizou-se um estudo de reflexo financeiro de cada sistema, sendo que foram propostos 03 (três) serviços para cada método utilizado, sendo a implementação de tubos drenos envoltos por solo de jazida, tubos drenos instalados entre britas e drenos cegos envoltos com geotêxtil reaterrados com solo local.

Para realização do orçamento foi utilizado o Software COMPOR 90, utilizando as composições do SICRO 2 com a data base Maio 2.014 no estado de Goiás. As Tabelas de numeração 35 a 43 ilustram os resultados obtidos.

Tabela 35 – Reflexo financeiro com método de Hazen-Willians (Jazida)

MÉTODO 1 - Hazen Willians (Jazida)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 1 Ø=8 cm	m	19.172	R\$ 120,14	R\$ 2.303.324,08	Jazida
DRENO PROFUNDO CASO 1 Ø=10cm	m	10.830	R\$ 123,30	R\$ 1.335.339,00	Jazida
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	19.172	R\$ 180,86	R\$ 3.467.447,92	SICRO c/modificação
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø10cm	m	10.830	R\$ 183,87	R\$ 1.991.312,10	SICRO c/modificação
				R\$ 9.097.423,10	

Tabela 36 – Reflexo financeiro com método de Hazen-Willians (Brita)

MÉTODO 2 - Hazen Willians (Brita)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 2 Ø=8 cm	m	19.172	R\$ 176,12	R\$ 3.376.572,64	Brita
DRENO PROFUNDO CASO 2 Ø=10 cm	m	10.830	R\$ 179,11	R\$ 1.939.761,30	Brita
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	19.172	R\$ 180,86	R\$ 3.467.447,92	SICRO c/modificação
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø10cm	m	10.830	R\$ 183,87	R\$ 1.991.312,10	SICRO c/modificação
				R\$ 10.775.093,96	

Tabela 37 – Reflexo financeiro com método de Hazen-Willians (Geotêxtil)

MÉTODO 3 - Hazen Willians (Geotêxtil)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 3 Ø=8 cm	m	19.172	R\$ 186,18	R\$ 3.569.442,96	Geotextil
DRENO PROFUNDO CASO 3 Ø=10 cm	m	10.830	R\$ 189,92	R\$ 2.056.833,60	Geotextil
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	19.172	R\$ 180,86	R\$ 3.467.447,92	SICRO c/modificação
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø10cm	m	10.830	R\$ 183,87	R\$ 1.991.312,10	SICRO c/modificação
				R\$ 11.085.036,58	

Tabela 38 – Reflexo financeiro com método de Manning (Jazida)

MÉTODO 4 - Manning (Jazida)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 1 Ø=8 cm	m	30.002	R\$ 120,14	R\$ 3.604.440,28	Jazida
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	30.002	R\$ 180,86	R\$ 5.426.161,72	SICRO c/modificação
				R\$ 9.030.602,00	

Tabela 39 – Reflexo financeiro com método de Manning (Brita)

MÉTODO 5 - Manning (Brita)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 2 Ø=8 cm	m	30.002	R\$ 176,12	R\$ 5.283.952,24	Brita
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	30.002	R\$ 180,86	R\$ 5.426.161,72	SICRO c/modificação
				R\$ 10.710.113,96	

Tabela 40 – Reflexo financeiro com método de Manning (Geotêxtil)

MÉTODO 5 - Manning (Geotêxtil)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 3 Ø=8 cm	m	30.002	R\$ 186,18	R\$ 5.585.772,36	Geotextil
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	30.002	R\$ 180,86	R\$ 5.426.161,72	SICRO c/modificação
				R\$ 11.011.934,08	

Tabela 41 – Reflexo financeiro com método de McClelland (Jazida)

MÉTODO 6 - McClelland (Jazida)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 1 Ø=8 cm	m	30.002	R\$ 120,14	R\$ 3.604.440,28	Jazida
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	30.002	R\$ 180,86	R\$ 5.426.161,72	SICRO c/modificação
				R\$ 9.030.602,00	

Tabela 42 – Reflexo financeiro com método de McClelland (Brita)

MÉTODO 7 - McClelland (Brita)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 2 Ø=8 cm	m	30.002	R\$ 176,12	R\$ 5.283.952,24	Brita
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	30.002	R\$ 180,86	R\$ 5.426.161,72	SICRO c/modificação
				R\$ 10.710.113,96	

Tabela 43 – Reflexo financeiro com método de McClelland (Geotêxtil)

MÉTODO 7 - McClelland (Geotêxtil)	Unidade	Trecho	Unitário	Total	Serviços
DRENO PROFUNDO CASO 3 Ø=8 cm	m	30.002	R\$ 186,18	R\$ 5.585.772,36	Geotextil
Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø8cm	m	30.002	R\$ 180,86	R\$ 5.426.161,72	SICRO c/modificação
				R\$ 11.011.934,08	

Observou-se que dos reflexos financeiros obtidos após análise, dois métodos obtiveram o mesmo valor do serviço, sendo eles pelo método de McClelland e método de Manning.

Os serviços que obtiveram o menor preço foi a instalação de drenos profundos com a utilização de tubos envoltos por solo de jazida pelo métodos de Manning e McClelland, já que resultaram no mesmo preço, sendo ele no valor de R\$9.030.602,00 ilustrados pelas Tabelas 38 e 41.

Notou-se após o reflexo financeiro realizado, dos serviços discriminados o que obteve maior preço foi a instalação de drenos profundos com a utilização de tubos envoltos geotêxtil, envolto por solo local, dimensionado pelo método de Hazen-Williams, sendo ele no valor de R\$ 11.085.032,52 ilustrados pela Tabela 37.

Para uma melhor visualização, as Figuras 47 a 54 ilustram as composições realizadas de cada serviço para os seguintes métodos, utilizando materiais diferentes. Para isso, foi utilizado o software para engenharia financeira COMPOR 90, embasando-se nas composições do SICRO proposta pelo DNIT. Observando-se a composição que discrimina o serviço de escavação, notou-se uma defasagem na composição sendo ela a falta do serviço de reaterramento compactado. Sendo assim, com o intuito de elaborar uma composição conveniente com a realidade, foi incluído a essa composição o valor de tal serviço, que é apresentado nas tabelas anteriores como “SICRO c/ modificação”.

Figura 49 – Composição do serviço utilizando Geotêxtil e Tubo $\varnothing = 80$ mm

COMPOSIÇÃO DE CUSTO UNITÁRIO

Data Base: Maio/2.014
Região: Goiás

Código:	Serviço: DRENO PROFUNDO CASO 3 Ø=8 cm	Unidade: m				
Equipamentos (A)						
Discriminação	Qtde	Utilização Produtiva Improdutiva	Custo Operacional Produtivo Improdutivo		Custo Horário	
Adc.M.O. - Ferramentas	%	20,51			1,0512	
(A) TOTAL					1,0512	
Mão de Obra (B)					Custo	
Discriminação			Quantidade	Salário Base	Horário	
T501 - Encarregado de Turma			0,100000	19,62	1,9615	
T701 - Servente			0,500000	6,33	3,1637	
TOTAL					5,1252	
(C) Produção da Equipe 1,0000 m / H			Custo Horário Total (A + B)		6,1764	
(D) Custo Unitário da Execução [(A) + (B)] / (C) =					6,1764	
Materiais (E)					Custo	
Discriminação		Unidade	Custo	Consumo	Unitário	
2 S 03 000 02 - ESCAVAÇÃO MANUAL DE CAVAS EM MATERIAL 1A CAT		m³	34,31	1,000000	34,3132	
2 S 03 940 01 - REATERRO E COMPACTAÇÃO		m³	17,72	0,994973	17,6278	
M912 - Tubo dreno PEAD espiralado D=80mm		m	18,49	1,000000	18,4862	
- Geotextil Macdrain 2L 20.1 ou equivalente		m²	13,00	5,125664	66,6336	
(E) TOTAL					137,0608	
Transporte (F)					Custo	
Discriminação	DMT (T)	DMT (P)	DMT (Tot)	Custo	Consumo	Unitário
(F) TOTAL						0,0000
Custo Unitário Total: (D) + (E) + (F)					143,2372	
Bonificação: 29,98 %					42,9425	
Preço Unitário Total:					186,1797	
TRECHO: Córrego Jabuti - Patio de Uruaçu SUBTRECHO: GO 239 - Patio de Uruaçu SEGMENTO: km 285 + 400 ao km 344 + 245 LOTE DE CONSTRUÇÃO Nº 11						

Figura 51 – Composição do serviço utilizando jazida e Tubo $\varnothing = 110$ mm

COMPOSIÇÃO DE CUSTO UNITÁRIO							Data Base: Maio/2.014 Região: Goiás
Código:		Serviço: DRENO PROFUNDO CASO 1 Ø=10cm				Unidade: m	
Equipamentos (A)							
Discriminação	Qtde	Utilização		Custo Operacional		Custo	
		Produtiva	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário	
Adc.M.O. - Ferramentas	%	20,51				1,0512	
(A) TOTAL						1,0512	
Mão de Obra (B)							
Discriminação		Quantidade	Salário Base	Custo			
				Horário			
T501 - Encarregado de Turma		0,100000	19,62	1,9615			
T701 - Servente		0,500000	6,33	3,1637			
TOTAL						5,1252	
(C) Produção da Equipe 1,0000 m / H				Custo Horário Total (A + B)		6,1764	
(D) Custo Unitário da Execução [(A) + (B)] / (C) =						6,1764	
Materiais (E)							
Discriminação		Unidade	Custo	Consumo	Custo		
					Unitário		
1 A 01 120 01 - Escav. e Carga de Mater. de Jazida(Const e Restr)		m³	3,04	0,992146	3,0177		
2 S 03 000 02 - ESCAVAÇÃO MANUAL DE CAVAS EM MATERIAL 1A CAT		m³	34,31	1,000000	34,3132		
2 S 03 940 01 - REATERRO E COMPACTAÇÃO		m³	17,72	0,992146	17,5778		
M913 - Tubo drenó PEAD espiralado D=100mm		m	21,01	1,000000	21,0076		
(E) TOTAL						75,9163	
Transporte (F)							
Discriminação	DMT (T)	DMT (P)	DMT (Tot)	Custo	Consumo	Custo	
						Unitário	
1 A 00 002 05 - Transp. local c/ base. 10m³ rodov. pav. (const) - jazida	0,000000	0,000000	20,200000	0,49	1,289790	12,7663	
(F) TOTAL						12,7663	
Custo Unitário Total: (D) + (E) + (F)						94,8590	
Bonificação: 29,98 %						28,4387	
Preço Unitário Total:						123,2977	
TRECHO: Córrego Jabuti - Patio de Uruaçu SUBTRECHO: GO 239 - Patio de Uruaçu SEGMENTO: km 285 + 400 ao km 344 + 245 LOTE DE CONSTRUÇÃO Nº 11							

Figura 52 – Composição do serviço utilizando brita e Tubo $\varnothing = 110$ mm

COMPOSIÇÃO DE CUSTO UNITÁRIO

Data Base: Maio/2.014
Região: Goiás

Código:	Serviço: DRENO PROFUNDO CASO 2 Ø=10 cm	Unidade: m				
Equipamentos (A)						
Discriminação	Qtde	Utilização Produtiva Improdutiva	Custo Operacional Produtivo Improdutivo		Custo Horário	
Adc.M.O. - Ferramentas	%	20,51			1,0512	
(A) TOTAL					1,0512	
Mão de Obra (B)						
Discriminação			Quantidade	Salário Base	Custo Horário	
T501 - Encarregado de Turma			0,100000	19,62	1,9615	
T701 - Servente			0,500000	6,33	3,1637	
TOTAL					5,1252	
(C) Produção da Equipe 1,0000 m / H			Custo Horário Total (A + B)		6,1764	
(D) Custo Unitário da Execução [(A) + (B)] / (C) =					6,1764	
Materiais (E)						
Discriminação		Unidade	Custo	Consumo	Custo Unitário	
1 A 00 717 00 - Brita Comercial		m³	65,01	0,992146	64,4993	
2 S 03 000 02 - ESCAVAÇÃO MANUAL DE CAVAS EM MATERIAL 1A CAT		m³	34,31	1,000000	34,3132	
M913 - Tubo dreno PEAD espiralado D=100mm		m	21,01	1,000000	21,0076	
(E) TOTAL					119,8201	
Transporte (F)						
Discriminação	DMT (T)	DMT (P)	DMT (Tot)	Custo	Consumo	Custo Unitário
1 A 00 002 91 - Transporte comercial c/ base. 10m³ rod. pav. - brita	0,000000	0,000000	24,030000	0,33	1,488219	11,8014
(F) TOTAL					11,8014	
Custo Unitário Total: (D) + (E) + (F)					137,7979	
Bonificação: 29,98 %					41,3118	
Preço Unitário Total:					179,1097	
TRECHO: Córrego Jabuti - Patio de Uruaçu SUBTRECHO: GO 239 - Patio de Uruaçu SEGMENTO: km 285 + 400 ao km 344 + 245 LOTE DE CONSTRUÇÃO Nº 11						

Figura 53 – Composição do serviço utilizando geotêxtil e Tubo $\varnothing = 110$ mm

COMPOSIÇÃO DE CUSTO UNITÁRIO							Data Base: Maio/2.014 Região: Goiás
Código:		Serviço: DRENO PROFUNDO CASO 3 Ø=10 cm				Unidade: m	
Equipamentos (A)							
Discriminação	Qtde	Utilização		Custo Operacional		Custo	
		Produtiva	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário	
Adc.M.O. - Ferramentas	%	20,51				1,0512	
(A) TOTAL						1,0512	
Mão de Obra (B)							
Discriminação		Quantidade	Salário Base	Custo			
				Horário			
T501 - Encarregado de Turma		0,100000	19,62	1,9615			
T701 - Servente		0,500000	6,33	3,1637			
TOTAL						5,1252	
(C) Produção da Equipe 1,0000 m / H				Custo Horário Total (A + B)		6,1764	
(D) Custo Unitário da Execução [(A) + (B)] / (C) =						6,1764	
Materiais (E)							
Discriminação	Unidade	Custo	Consumo	Custo			
				Unitário			
2 S 03 000 02 - ESCAVAÇÃO MANUAL DE CAVAS EM MATERIAL 1A CAT	m³	34,31	1,000000	34,3132			
2 S 03 940 01 - REATERRO E COMPACTAÇÃO	m³	17,72	0,992146	17,5778			
M913 - Tubo dreno PEAD espiralado D=100mm	m	21,01	1,000000	21,0076			
- Geotextil Macdrain 2L 20.1 ou equivalente	m²	13,00	5,157080	67,0420			
(E) TOTAL						139,9406	
Transporte (F)							
Discriminação	DMT (T)	DMT (P)	DMT (Tot)	Custo	Consumo	Custo	
						Unitário	
(F) TOTAL						0,0000	
Custo Unitário Total: (D) + (E) + (F)						146,1170	
Bonificação: 29,98 %						43,8059	
Preço Unitário Total:						189,9229	
TRECHO: Córrego Jabuti - Patio de Uruaçu SUBTRECHO: GO 239 - Patio de Uruaçu SEGMENTO: km 285 + 400 ao km 344 + 245 LOTE DE CONSTRUÇÃO Nº 11							

COMPOSIÇÃO DE CUSTO UNITÁRIO							Data Base: Maio/2.014 Região: Goiás
Código:	Serviço: Dreno PEAD long. prof. p/corte em solo-DPS 02 AC/BC Ø10cm					Unidade: m	
Equipamentos (A)							
Discriminação	Qtde	Utilização		Custo Operacional		Custo	
		Produtiva	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário	
E404 - Caminhão Basculante : Mercedes Benz : 2726 K - 10 m3 - 15 t	0,010000	1,000000	0,000000	124,88	9,62	1,2488	
Adc.M.O. - Ferramentas	%	20,51				2,2276	
(A) TOTAL						3,4764	
Mão de Obra (B)							
Discriminação		Quantidade	Salário Base	Custo			
				Horário			
T501 - Encarregado de Turma		0,180000	19,62	3,5307			
T604 - Pedreiro		0,070000	9,81	0,6865			
T701 - Servente		1,050000	6,33	6,6438			
TOTAL						10,8610	
(C) Produção da Equipe 1,0000 m / H				Custo Horário Total (A + B)		14,3374	
(D) Custo Unitário da Execução [(A) + (B)] / (C) =						14,3374	
Materiais (E)							
Discriminação		Unidade	Custo	Consumo	Custo		
					Unitário		
1 A 00 716 00 - Areia Comercial		m³	57,87	0,992146	57,4155		
2 S 03 000 02 - ESCAVAÇÃO MANUAL DE CAVAS EM MATERIAL 1A CAT		m³	34,31	1,000000	34,3132		
M913 - Tubo dreno PEAD espiralado D=100mm		m	21,01	1,000000	21,0076		
(E) TOTAL						112,7363	
Transporte (F)							
Discriminação	DMT (T)	DMT (P)	DMT (Tot)	Custo	Consumo	Custo	
						Unitário	
1 A 00 002 91 - Transporte comercial c/ basc. 10m³ rod. pav. - areia	0,000000	0,000000	29,300000	0,33	1,488219	14,3896	
(F) TOTAL						14,3896	
Custo Unitário Total: (D) + (E) + (F)						141,4633	
Bonificação: 29,98 %						42,4107	
Preço Unitário Total:						183,8740	
TRECHO: Córrego Jabuti - Patio de Uruaçu SUBTRECHO: GO 239 - Patio de Uruaçu SEGMENTO: km 285 + 400 ao km 344 + 245 LOTE DE CONSTRUÇÃO Nº 11							

5 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

No referente trabalho foram realizados ensaios geotécnicos a fim de se obter parâmetros do solo, embasando os cálculos em dados verídicos. Sendo assim, não seriam válidos os resultados obtidos por esse trabalho caso não se realizasse os ensaios de forma correta a não se obter resultados coerentes. Das bibliografias consagradas em comparação com os valores obtidos nos ensaios, conclui-se que são válidos e aplicáveis todos os ensaios aqui executados. Em confirmação a isso, pode-se comparar o valor obtido nos ensaios de permeabilidade com as Tabelas 5 e 6 propostas por autores renomados na geotecnia.

Em confirmação a veracidade dos valores obtidos também se propõe a comparação entre os dados da Tabela 4, comentando sobre o índice de plasticidade e a Figura 6, da qual expressam gráficos de Tensão x Deformação conforme a plasticidade do solo. Em posição a isso, analisam-se os gráficos do ensaio de cisalhamento direto, dos quais confirmam o que a bibliografia propõe. Do índice de plasticidade, os dois solos apresentaram valores próximos por se tratarem de materiais semelhantes com composição mineralógica diferente, sendo que a amostra amarelada possui menor plasticidade, tal diferença que se observa no gráfico de cisalhamento direto, possuindo ele, uma maior inclinação em relação ao avermelhado.

Para análise do dimensionamento, neste trabalho foram utilizados 04 (quatro) métodos de dimensionamento dos sistemas drenantes, sendo 03 (três) deles embasados em cálculos matemáticos e um deles com uma elaboração mais empírica, do qual se baseava em Ábaco e correlação. Mesmo que empírico, o dimensionamento pelos métodos de McClelland (1943) é amplamente utilizado e reconhecido no ramo de drenagem subterrânea. Já os métodos matemáticos são mais do que comprovados em se apresentarem eficientes e facilmente ensaiados em laboratórios de maneira a se testar seu funcionamento por meio de observação.

Após realização dos cálculos de dimensionamento dos trechos e as devidas análises para implementação de drenos profundos, foi possível desconsiderar um método para este estudo, uma vez que não se apresentou resultados coerentes, destoando-se totalmente dos valores obtidos e de valores observado na realidade, sendo este, o método pelas equações de Scoobey.

Obtidos os resultados, foram levantadas as análises comparativas de suas vazões e velocidades. Primeiramente, analisam-se os dois modelos matemáticos restantes, sendo eles o de Manning e Hazen-Willians.

No dimensionamento realizado pelos métodos de Manning, observou-se que os mesmo condiz com a realidade e apresentou bons resultados. A vantagem desse método é o dimensionamento separado de cada vazão por trecho, ou seja, cada tubo terá sua vazão individual de acordo com as características de determinado trecho, o que se aproxima da realidade.

Já para o método de Hazen-Willians é necessário fixar uma vazão calculada pelo método da descarga no meio poroso conforme recomendações do DNIT. Sendo assim, para todo o trecho existe uma vazão aproximada fixada. Mesmo com as considerações de trabalho a meia seção e contribuição em ambos os lados do dreno, observa-se que o método se apresenta dentro da realidade, uma vez que seus valores obtiveram pouca variação de velocidade, sendo ela de no máximo 4,73%. Sendo assim, os dois métodos resultaram na utilização de tubos com diâmetro de 80 cm, sendo ele ainda sub utilizado.

A fim de se comparar os métodos também foram observadas as velocidades calculadas de acordo com o fluxo de água infiltrado no tubo. Considerando a equação de Hazen-Willians, calculou-se uma velocidade de 1,10 m/s (3,97 km/h), já para Manning obteve-se 1,11 m/s (3,99 km/h), o que culminou em uma diferença de 0,58%, sendo ela de 0,01 m/s (0,02 km/h). Dessa forma, considera-se que os dois métodos obtiveram velocidades iguais e apresentam uma trabalhabilidade de mesma condição pelos tubos.

A segunda comparação entre os dimensionamentos é salvo pelos métodos de Hazen-Williams e McClelland, já que se vê necessário a fixação da vazão pelos drenos a fim de se dimensionar o diâmetro do tubo.

O método de Hazen-Williams obteve uma descarga no meio poroso equivalente a 0,0375 l/s, enquanto o método de McClelland obteve uma capacidade de vazão pelo geodreno de 0,847 l/s, o que culmina em uma diferença de 95,57%, sendo ela de 0,810 l/s. Ressalta-se que mesmo que a diferença seja elevada, os valores são cabíveis a mesma trabalhabilidade em tubos de mesmo diâmetro. Contudo, como deve-se considerar o trabalho a meia seção e contribuição dupla no tubo dreno, Hazen-Williams passa a ter uma vazão de 0,15 l/s, culminando em uma diferença de 82,29% ou 0,697 l/s.

É importante frisar que o método de McClelland, por mais empírico que seja, se faz necessário a realização de ensaios para se calcular a pressão sobre os drenos envoltos por solo. Dessa forma, pode-se dimensionar a vazão de infiltração pelo sistema drenante, o que torna o método mais próximo da realidade. Com a capacidade de vazão através dos drenos obteve-se o diâmetro do tubo conforme exposto por tabela comparativa de vazão e diâmetro de tubos proposto pelo DNIT, contudo, pode-se realizar a determinação do diâmetro pelo cálculo de capacidade de vazão do tubo utilizando métodos de vazão por escoamento superficial livre.

O terceiro caso para comparação seria entre o método de McClelland e as equações de Manning, sendo essa diferença de vazões variando em até 88,89%. Contudo, as duas vazões não fornecem parâmetros para comparações diretas, tendo em vista que a vazão de Manning é para capacidade do tubo e a vazão de McClelland é a vazão de infiltração do geodreno. No Anexo I, apresenta-se de forma comparativa o resumo das análises realizadas dos métodos utilizados.

Os três casos anteriores comentados, implicam na construção de drenos profundos, dos quais são envelopados com geotêxtil e envolto com materiais diversos, podendo ser brita, areia, material de empréstimo ou até mesmo, solo local.

Contudo, o manual do DNIT propõe a utilização de tubos cegos envolvidos unicamente com solo, devendo ele atender a critérios para não entupimento do tubo, tão quanto o material de preenchimento.

Os materiais filtrantes no presente trabalho, provenientes de saibreiras, não atenderam a nenhum dos requisitos propostos para funcionamento do sistema ao serem combinados com o solo local, sendo assim, em uma possível execução do sistema drenante, não se utilizaria ao longo do trecho. Contudo, para análise financeira do tipo de sistema, foi realizado o orçamento do sistema, para que fosse realizada a comparação.

O orçamento foi realizado conforme o preço do SICRO 2 do DNIT, onde considerou-se a compra, transporte e fornecimento do material, juntamente com os serviços de escavação e reaterramento. Ressalta-se que foi necessário alterar a composição referente ao serviço de escavação, onde se não levava em consideração o preço do reaterramento compactado. Observou-se que o sistema de maior viabilidade econômica seria o que utilizava material de jazida, o que em contrapartida não se observa conferir na realidade, levando-se em conta a falta de praticidade em confeccionar os drenos conforme os padrões impostos pelos álbuns e manuais do DNIT, pois levaria um tempo muito maior de execução da trincheira. Nota-se também que dos vários padrões expostos pelos manuais e álbuns do DNIT, alguns deles não são viáveis levando-se em conta a dificuldade de seus métodos construtivos.

O dreno utilizando brita tornou-se o segundo mais viável pelas composições, uma vez que comparado ao com o sistema com geotêxtil no quesito tempo, realmente se torna equivalente, pois leva um período de tempo similar para preenchimento da vala, o que não se considera no orçamento. Dessa forma o sistema envolto com geotêxtil fica em desvantagem. Em contrapartida, a seleção dos materiais de preenchimento filtrantes, com o intuito de não entupimento do tubo e da trincheira é anulado, pois o geotêxtil tem o objetivo de filtrar as partículas menores de solo. Lembra-se que esse ponto também não é computado pelo orçamento.

Sendo assim, pensando na dificuldade de selecionar o material de preenchimento quando se trata do tempo de procura, gastos com ensaios e repetição da análise ao não se achar o material desejado, torna-se viável a utilização de Geodrenos pelo sistema drenante, pois anula todos os sistemas de seleção de material filtrante. Nos anexos II ao IX estão ilustradas as composições e discriminação do preço de cada serviço para implementação do sistema drenante, gerados pelo software COMPOR 90.

Para complementar trabalhos como este, a fim de se obter um dimensionamento com maior precisão tão quanto o melhor conhecimento dos materiais e funcionamento do sistema, sugere-se ainda:

- Executar ensaios de infiltrabilidade realizado por inserção de geodrenos em uma caixa de acrílico envolto por solo e instalação de tubos de PVC perfurados que precipitam água sobre o sistema, com intuito de verificar a capacidade de vazão pelo tubo;
- Modelar outros formatos de drenos profundos, utilizando o ensaio anteriormente utilizado preenchendo-se a caixa de acrílico com diferentes materiais filtrantes com o intuito de se verificar a eficiência do sistema;
- Modelar sistemas drenantes *in loco* e ilustrar um caso de precipitação, como por exemplo em taludes, afim de se determinar o funcionamento do sistema em condições reais;

- Implementação de materiais diversos, como garrafas PET perfurada preenchida com brita, para funcionamento de sistema drenante e estudar capacidade de vazões e funcionamento a determinadas pressões;
- Modelar ensaios para estudo dos coeficientes de rugosidade para tubos drenos corrugados de material PEAD.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6457**. Solo - Preparação de amostras de solo para ensaio normal de compactação e ensaios de caracterização – Método de ensaio. 1986.

_____. **NBR 10838**. Solo - Determinação de massa específica aparente de amostra indeformada com emprego da balança hidrostática. 1988

_____. **NBR 14545**. Solo - Permeabilidade carga variável. 2000

_____. **NBR 6459**. Solo – Limite de liquidez. 1984

_____. **NBR 6484**. Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT. 2001

_____. **NBR 7180**. Solo – Determinação do limite de plasticidade. 1984

_____. **NBR 7181**. Solo – Análise granulométrica. 1984

_____. **NBR 8036**. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. 1983.

_____. **NBR 6508**. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. 1984.

_____. **NBR 7229**. Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. 1993.

ABRAMENTO, M. (1995). **Durabilidade e Comportamento de Longo Prazo de Geossintéticos - Parte 11- Durabilidade dos Materiais**, São Paulo - II Simpósio de Aplicações de Geossintéticos, 227-235.

ABTC – Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto. **História da Pesquisa dos Valores do Coeficiente de Manning**, São Paulo, 2004, 12p.

BUENO, M.T.N.S. **Análise da Degradação de Alguns Geossintéticos em Contato com Fluidos Agressivos**. 2007. 229 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

BURMISTER, D. M. **Principles and techniques of soil indenfication**, proceeding of 29th annual meeting, Highway Reaserch Board – Washington, DC, 1949.

CAPUTO, Homero Pinto, 1990. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos**/Homero Pinto Caputo. – 6 ed., rev. e ampl. – [Reimpr.]. – Rio de Janeiro: LTC, 2011. 248p.

CHIARI, et al. **Uso de geocomposto drenante em rodovias – Caso de obra** – Coninfra 2009 – Congresso de infraestrutura de transportes – São Paulo, 2009.

Confederação Nacional de Transportes. **Pesquisa CNT de Ferrovias 2011** – Brasília: CNT, 2011. 184p.

Confederação Nacional de Transportes. **Pesquisa CNT de rodovias 2013: relatório gerencial** – Brasília: CNT : SEST : SENAT, 2013. 389p.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica** / Braja M. Das ; tradução EZ2Translate; revisão técnica Leonardo R. Miranda. – São Paulo : Cengage Learning, 2011.

DÉCOURT, et al. **Fundações: Teoria e Prática** / 2ª Edição – Rio de Janeiro: PINI, 2009. pp. 120-121.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT. **NORMA DNIT 093 - EM. Tubo dreno corrugado de polietileno de alta densidade PEAD para drenagem rodoviária** – Especificação de material – Rio de Janeiro: IPR, 2006, 10p.

KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**, 4th Edition – Prentice Hall, USA. 1998.

Maccaferri. **Sistema de Drenagem por trincheira com geocomposto MacDrain** – Jundiaí - SP: Maccaferri do Brasil LTDA, 2009.

Manual de Drenagem de Rodovias – DNIT – 2ª. Ed – Rio de Janeiro, 2006. 333p. (IPR-Publ.,724)

Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem – DNIT – 2ª. Ed – Rio de Janeiro, 2006. p. (IPR-Publ.,715)

Manual de Implantação Básica – DNIT – 3ª. Ed – Rio de Janeiro, 2010. 617p. (IPR-Publ.,742)

Manual de pavimentação – DNIT – 3ª. Ed – Rio de Janeiro, 2006. 274p. (IPR-Publ.,719)

MCCLELLAND, B. **Large Scale Model Studies of Highway Subdrainage**, **Proceedings Highway Research Board** – Illinois, 1943.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos** / 3ª ed. – Rio de Janeiro: LTC Editores, 2007.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas** / 3º Edição Carlos de Sousa Pinto.— São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica** / 4ª Edição – São Carlos: EESC-USP, 2006.

SILVA. **Análise da Degradação de um Solo do Distrito Federal em contato com Gasolina Comum**. 2013, 83.p. Trabalho de Conclusão de Curso – Uniceub, Brasília, 2013.

ANEXO I

Comparação do Resumo dos resultados obtidos

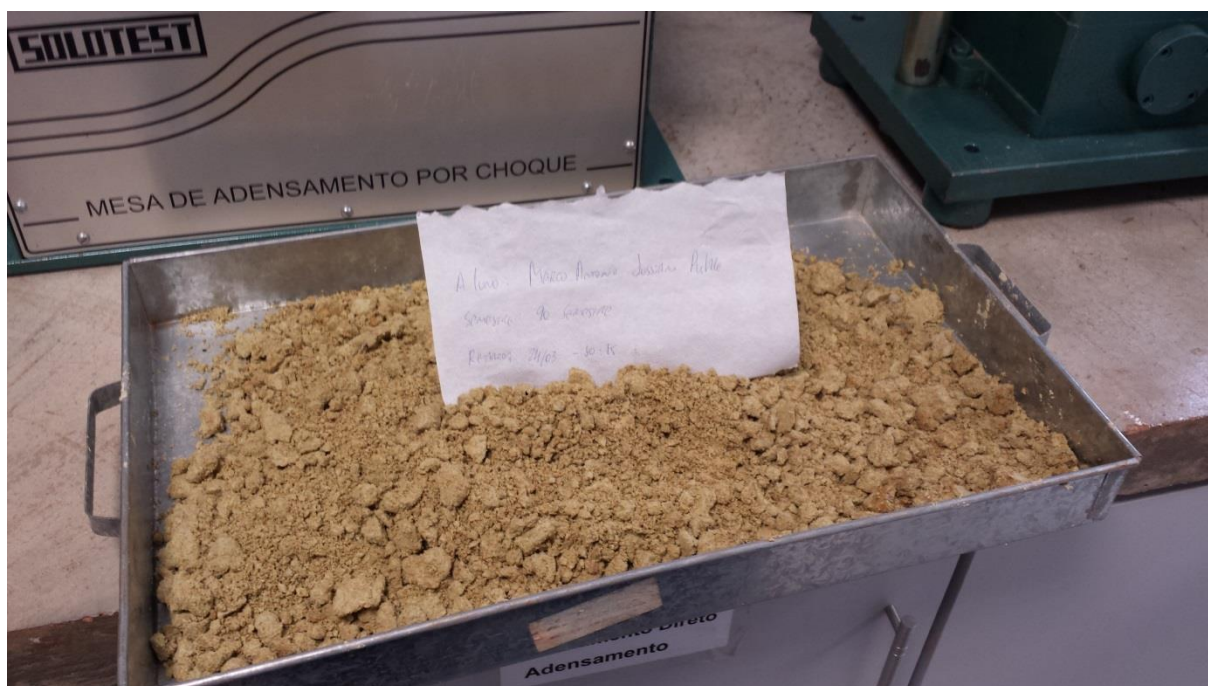
VAZÕES (l/s)			DIFERENÇA DE VAZÕES			VELOCIDADES (m/s)			DIFERENÇA
1) McClelland *	2) Hazen-Willians	3) Manning	1 e 2	1 e 3	2 e 3	1) McClelland	2) Hazen-Willians	3) Manning	2 e 3
0,847	0,094	2,649	88,89%	68,03%	96,45%	**	1,044	1,054	0,99%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	2,669	88,89%	68,27%	96,47%	**	1,052	1,062	0,93%
0,847	0,094	2,680	88,89%	68,39%	96,49%	**	1,057	1,066	0,90%
0,847	0,094	2,680	88,89%	68,39%	96,49%	**	1,057	1,066	0,90%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	2,659	88,89%	68,15%	96,46%	**	1,048	1,058	0,96%
0,847	0,094	2,659	88,89%	68,15%	96,46%	**	1,048	1,058	0,96%
0,847	0,094	2,482	88,89%	65,88%	96,21%	**	0,973	0,988	1,50%
0,847	0,094	2,196	88,89%	61,43%	95,71%	**	0,852	0,874	2,46%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	2,196	88,89%	61,43%	95,71%	**	0,852	0,874	2,46%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	1,881	88,89%	54,96%	95,00%	**	0,721	0,748	3,66%
0,847	0,094	1,881	88,89%	54,96%	95,00%	**	0,721	0,748	3,66%
0,847	0,094	2,669	88,89%	68,27%	96,47%	**	1,052	1,062	0,93%
0,847	0,094	2,609	88,89%	67,53%	96,39%	**	1,026	1,038	1,11%
0,847	0,094	2,609	88,89%	67,53%	96,39%	**	1,026	1,038	1,11%
0,847	0,094	2,639	88,89%	67,91%	96,43%	**	1,039	1,050	1,02%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	2,220	88,89%	61,85%	95,76%	**	0,862	0,883	2,38%
0,847	0,094	2,504	88,89%	66,17%	96,24%	**	0,982	0,996	1,43%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	2,649	88,89%	68,03%	96,45%	**	1,044	1,054	0,99%
0,847	0,094	2,787	88,89%	69,61%	96,62%	**	1,103	1,109	0,58%
0,847	0,094	2,787	88,89%	69,61%	96,62%	**	1,103	1,109	0,58%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	2,428	88,89%	65,11%	96,12%	**	0,950	0,966	1,68%
0,847	0,094	2,232	88,89%	62,06%	95,78%	**	0,867	0,888	2,33%
0,847	0,094	2,232	88,89%	62,06%	95,78%	**	0,867	0,888	2,33%
0,847	0,094	1,637	88,89%	48,25%	94,25%	**	0,620	0,651	4,73%
0,847	0,094	2,361	88,89%	64,12%	96,01%	**	0,921	0,939	1,90%
0,847	0,094	2,749	88,89%	69,18%	96,58%	**	1,086	1,094	0,69%
0,847	0,094	2,787	88,89%	69,61%	96,62%	**	1,103	1,109	0,58%
0,847	0,094	2,749	88,89%	69,18%	96,58%	**	1,086	1,094	0,69%
0,847	0,094	2,680	88,89%	68,39%	96,49%	**	1,057	1,066	0,90%

* Vazão calculada em que o sistema admite devido a trabalhar sob pressão e fatores redutivos de Koerner (1998)

** Velocidade que pode ser conferida por qualquer método, sendo Manning ou Hazen-Willians

ANEXO II

Preparação das amostras para passagem na peneira #40



ANEXO III

Preparação dos ensaios de Limites de Attemberg



ANEXO IV

Ensaio de permeabilidade realizado nas duas amostras



ANEXO V

Amostras do ensaio de cisalhamento direto

